

УЧЕБНИКИ И УЧЕБНЫЕ ПОСОБИЯ
ДЛЯ ВЫСШИХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ
УЧЕБНЫХ ЗАВЕДЕНИЙ

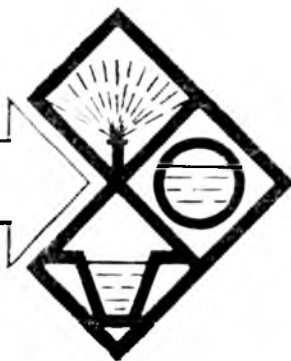
Гидротехнические сооружения

Под редакцией доктора технических наук
Н. П. РОЗАНОВА

Допущено Главным управлением высшего и среднего сельскохозяйственного образования Министерства сельского хозяйства СССР в качестве учебного пособия для студентов высших сельскохозяйственных учебных заведений по специальности «Гидромелиорация».



МОСКВА • АГРОПРОМИЗДАТ • 1985



ББК 38.778

Г 46

УДК 626.8(075.8)

Авторы: *Н. П. Розанов, Я. В. Бочкарев, В. С. Лапшенков, Г. И. Жу-*
равлев, *Г. М. Каганов, И. С. Румянцев.*

Рецензенты: академик ВАСХНИЛ, доктор технических наук, профессор *Ц. Е. Мирцхулава*; кандидат технических наук, доцент *Б. В. Попенко*; кандидат технических наук, доцент *Р. К. Кромер*, кандидат технических наук *М. А. Болгереев*.



Гидротехнические сооружения/Н. П. Розанов,
Г 46 Я. В. Бочкарев, В. С. Лапшенков и др.; Под ред.
Н. П. Розанова. — М.: Агропромиздат, 1985. — 432 с.,
ил. — (Учебники и учебн. пособия для высш. с.-х. учебн.
заведений).

Рассмотрены конструкции и методы расчета различных речных и внутри-
системных гидротехнических сооружений, компоновки речных гидроузлов, а
также регулирование рек. Большое внимание уделено новейшим достижениям
в области проектирования и строительства гидротехнических сооружений.
Приведены конструкции и сооружения, необходимые для создания техниче-
ски совершенных мелиоративных систем.

Для студентов по специальности «Гидромелиорация».

Г 3802030000—184 — 70—84 ТП изд-ва «Колос»
035(01)—85

ББК 38.778

6С7.5

Продовольственная программа СССР на период до 1990 г., одобренная майским (1982 г.) Пленумом ЦК КПСС, и Долговременная программа мелиорации, повышения эффективности использования мелиорированных земель в целях устойчивого наращивания продовольственного фонда страны, принятая на октябрьском (1984 г.) Пленуме ЦК КПСС, предусматривают значительное развитие водохозяйственного строительства. Прежде всего это мелиорация земель в широких масштабах, возведение крупных гидроузлов с учетом нужд энергетики, орошения, водоснабжения, судоходства и рыбоводства, использование новейших достижений науки и техники, систем автоматики, телеуправления и др.

Наша страна занимает второе (после Бразилии) место в мире по запасам пресной воды, но распределяется речной сток по территории крайне неравномерно. Ощущается дефицит водных ресурсов в центральных районах РСФСР, на Северном Кавказе, юге Украинской ССР, в республиках Средней Азии, на юге Казахстана. Возникла необходимость в осуществлении крупномасштабных работ по перераспределению водных ресурсов в интересах полного обеспечения водой южных районов страны. К таким работам относятся переброска части стока северных рек в Волгу и части стока сибирских рек в Зауралье, Казахстан и Среднюю Азию, строительство каналов Ростов—Краснодар, Волга — Чограй, Дунай—Днепр.

Возводимые гидротехнические сооружения должны быть надежны и экономичны. Поэтому и необходимость в высококвалифицированных кадрах, умеющих проектировать и строить гидротехнические сооружения прогрессивных типов и конструкций, использовать при этом достижения науки и техники, заметно возросла. Будущих

инженеров-гидротехников важно ознакомить с основными достижениями современной гидротехники и научить творчески подходить к выбору рациональных типов гидротехнических сооружений на основе глубокого анализа различных факторов.

Эту задачу ставили перед собой и авторы данной книги.

В настоящем учебном пособии рассмотрены все разделы курса «Гидротехнические сооружения», включенные в программу по специальности 1511 «Гидромелиорация». Большое внимание уделено теоретическим основам курса, а также новым, экономичным и перспективным типам и конструкциям различных гидротехнических сооружений, в том числе характерных для условий межбассейновых перебросок стока и мелиоративного строительства в Нечерноземной зоне РСФСР. Это грунтовые и бетонные плотины, водосбросы, каналы и сооружения на них, отстойники, водозаборные, рыбохозяйственные и регулиционные сооружения, гидротехнические затворы и др. Рассмотрены методы регулирования русел, водохранилищ, современные компоновки гидроузлов различного назначения.

Учитывая большую роль лабораторных и натуральных исследований гидротехнических сооружений в обеспечении надежной их работы и экономичного проектирования, в книге уделено внимание исследованиям различного вида (гидравлические, прочностные и др.).

Для лучшего освещения принципиальных теоретических основ данной дисциплины с учетом последних достижений гидротехнической науки и практики в книге выделены специальные разделы, посвященные общим вопросам расчета устойчивости и прочности различных водоподпорных сооружений и их оснований, проектирования водопропускных сооружений

(учет режимов работы, методы борьбы с кавитационной эрозией, управление бурными потоками, расчеты креплений нижнего бьефа, борьба с размывами и пр.).

В учебном пособии учтены основные тенденции развития гидротехники в нашей стране и за рубежом, действующие СНиП и другие нормативные материалы. Сведения о различных конструктивных особенностях современных гидротехнических сооружений по возможности снабжены информацией о применяемых в настоящее время методах их расчетного обоснования, проектирования и строительства. Авторы предполагали, что лекции и практические занятия с использованием студентами настоящего пособия будут носить проблемный характер, а в учебном процессе найдут широкое применение современные технические средства обучения. Поэтому текст содержит большое число иллюстраций, многие из которых могут быть положены

в основу соответствующих плакатов, диаграмм, диапозитивов.

Предисловие, раздел 1, главы 4.3, 7.1, 7.4, 7.5, а также 15.1.1 и 15.1.2 написаны доктором технических наук Н. П. Розановым и совместно с кандидатом технических наук И. С. Румянцевым—глава 4.1 и раздел 6; разделы 2 (кроме главы 2.2) и 5 (кроме главы 5.4, а также 5.1.3 и 5.1.5)—кандидатом технических наук Г. И. Журавлевым; раздел 3, главы 2.2, 7.2 и 15.2, а также 5.1.3, 5.3.5 и 15.1.4 — кандидатом технических наук Г. М. Кагановым; главы 4.2, 4.4 и 7.3—И. С. Румянцевым; разделы 8 (глава 8.4 — И. С. Румянцевым), 9 (при участии Г. М. Каганова, кроме 9.6.2) и 11 (при участии И. С. Румянцева, кроме 11.3.5)—доктором технических наук Я. В. Бочкаревым; разделы 10, 12, 13, (13.1.4 — при участии И. С. Румянцева) и 14—доктором технических наук В. С. Лапшенковым.

Раздел 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ И УСЛОВИЯХ ИХ РАБОТЫ

1.1. ВВЕДЕНИЕ

1.1.1. Водные ресурсы, водное хозяйство и его отрасли, перспективы их развития в СССР

Запасы пресной воды, необходимой для жизни человека, ограничены, и ее надо расходовать разумно, особенно если учесть всевозрастающую в ней потребность в связи с увеличением численности населения и интенсификацией хозяйственной деятельности человека.

В СССР средний годовой сток всех рек составляет 4,7 тыс. км³, причем более 80 % его приходится на реки северных районов и Сибири. Из этого количества воды народным хозяйством потребляется около 300 км³ в год при безвозвратном водопотреблении приблизительно 150 км³, а в ближайшем будущем потребность промышленности в свежей воде значительно возрастает [27].

По количеству водных ресурсов СССР занимает первое место в мире. Протяженность речной сети, которая может быть использована для судоходства и лесосплава, превышает 440 тыс. км, а потенциальный запас водной энергии рек оценивается в 437 млн. кВт (с возможной выработкой 3 800 млрд. кВт·ч), что составляет 11,4 % мировых гидроэнергетических ресурсов.

Запасы пресной воды распределены по территории и во времени неравномерно, в связи с чем для их хозяйственного использования приходится прибегать к ряду мероприятий, направленных на перераспределение стока.— создание водохранилищ, межбассейновые переброски стока. Так, до 1990 г. предполагается осуществить строительство объектов первого этапа переброски части стока северных рек в бассейн реки Волги, а также каналов Волга—Дон, Ростов—Краснодар и Дунай—Днепр.

Отрасль народного хозяйства, в задачи которой входят учет, изучение и комплексное использование поверхностных и подземных вод (включая охрану вод и борьбу с ущербом, причиняемым народному хозяйству наводнениями, селями, а также вопросы водного права), называют *водным хозяйством*. Водное хозяйство включает: гидротехнические (инженерные) мелиорации (осушение и орошение земель, обводнение пастбищ и сельскохозяйственное водоснабжение); гидроэнергетику; водный транспорт (судоходство и лесосплав); водоснабжение и водоотведение (канализация); использование водных недр (разведение и лов рыбы, добыча солей и пр.); регулирование рек для борьбы с наводнениями и пр.

Водные ресурсы, как правило, используют *комплексно* с учетом запросов различных отраслей водного хозяйства.

Огромное значение приобретают вопросы охраны водных ресурсов от загрязнения отходами промышленности, нерационального их использования и пр. У нас в стране этой проблеме уделяют большое внимание, имеется специальное законодательство по охране водных ресурсов.

Площадь орошаемых земель в России до Великой Октябрьской социалистической революции составляла около 4 млн. га, а в СССР в 1940 г. она превысила 6 млн. га, в 1960 г. составила 9 млн. га, в 1965 г.—9,8, в 1970 г.—11, в 1975 г.—14,2 в 1983 г.—18,9 млн. га. Осушенных земель в 1970 г. было примерно 5 млн. га, а в 1983 г.—14 млн. га.

Продовольственной программой СССР, одобренной майским (1982 г.) Пленумом ЦК КПСС, и Долговременной программой мелиорации земель, принятой октябрьским (1984 г.) Пленумом ЦК КПСС, предусматривается

дальнейшее повышение роли мелиорации в производстве сельскохозяйственной продукции. Площади орошаемых земель намечено довести до 23...25 млн. га в 1990 г., а осушенных — 18...19 млн. га.

1.1.2. Краткие сведения о развитии строительства гидротехнических сооружений

Общий ход развития строительства гидротехнических сооружений. Строительство гидротехнических сооружений развивалось в разных странах в соответствии в общем развитием водного хозяйства. Искусство строить гидротехнические сооружения было известно с древнейших времен. Относительно сложные сооружения для орошения возводили, например, в IX—VIII вв. до н. э. в древних государствах Урарту и Хорезме, расположенных на территории СССР.

В феодальный период гидротехническое строительство свелось к устройству малых сооружений — водяных мельниц, небольших сооружений для регулирования русел рек, для водоснабжения городов и замков. Развитие торговли и ремесел потребовало улучшения судоходных условий рек, и в Европе в XIV в. н. э. были построены первые судоходные шлюзы. В XVIII и начале XIX в. развитие гидротехнического строительства в России и других странах наблюдалось в основном в области водного транспорта и гидроэнергетики (устройству простейших гидроустановок), возводили также заводские плотины — главным образом деревянные и земляные. В России были построены Мариинская, Тихвинская и Вышневолоцкая водные системы. С развитием капитализма, после изобретения в начале XIX в. железных дорог и паровой машины, строительство водных путей и громоздких гидроустановок замедлилось. Новый подъем гидротехнического строительства начался в конце XIX и начале XX в., после изобретения гидравлических турбин и внедрения в промышленность электричества, когда стали возводить гидроэлектростанции, а также после появления бетона и железобетона.

В этот же период рост транспортных потребностей промышленности и сельского хозяйства привел к новому развитию водных путей, рост городов —

к развитию водоснабжения и канализации, необходимость увеличения сельскохозяйственной продукции для удовлетворения потребностей возросшего населения и непрерывно развивающейся промышленности — к развитию оросительных и осушительных работ.

В настоящее время водохозяйственное строительство продолжает интенсивно развиваться, чему способствует общий подъем уровня науки и техники. Построено и строится много выдающихся гидротехнических сооружений. Высота отдельных плотин достигает 200...300 м и более (высота Нурекской плотины в СССР составляет 305 м, Ингурской — 271,5 м, высота плотины Вайонт в Италии — 266 м), объемы бетонных работ по гидроузлам составляют несколько миллионов кубических метров (например, Саяно-Шушенского с арочно-гравитационной плотиной в СССР высотой 245 м — более 9,5 млн. м³), а объемы земельно-скальных работ — 200 млн. м³ и более (например, грунтовая плотина Нью Корнелия Теллинз в США — 209 млн. м³, Нурекская плотина в СССР — 58 млн. м³).

Строительство гидротехнических сооружений в СССР. Основные этапы развития гидротехнического строительства в нашей стране связаны с соответствующими решениями Партии и Правительства в области развития экономики страны. Огромное значение имел утвержденный VIII Всероссийским съездом Советов в декабре 1920 г. план ГОЭЛРО, явившийся комплексным планом развития народного хозяйства страны на основе электрификации. В соответствии с этим планом было положено начало и широкому гидротехническому строительству в СССР. Предусматривалось строительство за 10...15 лет 30 электростанций общей мощностью 1 750 тыс. кВт, из них 10 гидроэлектростанций мощностью 640 тыс. кВт. Уже в 1931 г. план ГОЭЛРО был перевыполнен, а в 1935 г. он был перевыполнен втрое. В ходе выполнения этого плана были построены такие гидроузлы, как Волховский, Нижне-Свирский на слабом глинистом основании, Земо-Авчальский, Днепрогэс (1927—1932 гг.) с самой крупной для того времени гидроэлектростанцией в Европе и бетонной плотиной длиной 760 м и высотой 62 м. Строительство Днепрогэса явилось прекрасной школой для подготовки

высококвалифицированных строителей-гидротехников.

С начала установления Советской власти уделялось и уделяется огромное внимание мелиоративному строительству. Так, еще в 1918 г. В. И. Ленин подписал Декрет об организации оросительных работ в Туркестане (в Голодной степи, на реках Зеравшан, Чу), а в 1921 г.— постановление Совета труда и обороны «О борьбе с засухой».

Интенсивное строительство гидротехнических сооружений велось для всех отраслей водного хозяйства в период довоенных пятилеток. Началось комплексное использование Волги (Иваньковский, Рыбинский, Угличский гидроузлы), были построены канал им. Москвы, ряд гидроэлектростанций на Кавказе и в Средней Азии, Большой Ферганский канал, Северный Ферганский и Южный Ферганский каналы, Ташкентский канал и ряд других в Средней Азии, Самур-Апшеронский канал в Азербайджане, крупные плотины ирригационного назначения—Катта-Курганская в Средней Азии, Тшикская на Кубани; проводились большие осушительные работы в Белоруссии, Сибири, Грузии.

Гидротехническое строительство не прекращалось и во время Великой Отечественной войны. В этот период было построено много небольших гидроузлов, особенно энергетического назначения, на Урале и в Средней Азии— в частности, для обеспечения энергией промышленности, перемещенной сюда из западных и центральных районов страны.

После окончания войны гидротехническое строительство приобрело исключительно широкий размах. Планомерно проводились работы по созданию каскада комплексных гидроузлов с крупными гидротехническими сооружениями на Волге (Горьковская ГЭС, Волжская ГЭС им. В. И. Ленина, Волжская ГЭС им. XXII съезда КПСС, Саратовская и Чебоксарская ГЭС) и Днепре (Каховская, Кременчугская, ДнепроДержинская, Киевская и Каневская ГЭС). Были построены Волго-Донской канал им. В. И. Ленина с комплексом сооружений для нужд водного транспорта, орошения земель и энергетики, Волго-Балтийский канал. В целях освоения природных богатств Сибири началось интенсивное плано-

мерное строительство мощных гидроэлектростанций и высоких плотин в суровых климатических условиях на крупных сибирских реках—Оби (Новосибирская ГЭС), Иртыше (Усть-Каменогорская и Бухтарминская ГЭС), Ангаре (Иркутская, Братская и Усть-Илимская ГЭС), Енисее (Красноярская и Саяно-Шушенская ГЭС). Крупные сооружения, в том числе плотины большой высоты, стали возводить также на Кавказе (построена земляная плотина высотой около 80 м для Мингечаурской ГЭС, самая высокая в мире арочная плотина—Ингурская); в Средней Азии созданы ирригационные водохранилища Андижанское и Кировское с массивно-контрфорсными плотинами высотой соответственно 115 и 84 м, самая высокая в мире плотина из грунтовых материалов Нурекской ГЭС, Токтогульский комплексный гидроузел. В стране построены крупные оросительные и обводнительные системы—Самгорская, Терско-Кумская и др. В 1973 г. закончена третья очередь Каракумского канала на Амударье (общая длина канала около 900 км). Ведутся работы по осушению земель Полесья, Барабинской степи, Прибалтики. Построены для водоснабжения каналы (гидротехнические системы) Северский, Донец—Донбасс (125 км), Днепр—Кривой Рог (42,5 км), Иртыш—Караганда (460 км); строится канал Днепр—Донбасс. Начаты большие работы по мелиорации земель в Нечерноземной зоне РСФСР.

Особое значение для развития гидромелиоративного строительства в нашей стране имели решения майского (1966 г.) Пленума ЦК КПСС, посвященного мелиорации. В ходе их выполнения мелиоративные работы развернулись на огромной территории.

На ближайшее время планируются работы, связанные с межбассейновыми перебросками стока, и многие другие. Они будут играть исключительно большую роль в выполнении Продовольственной программы СССР.

Советские гидротехники разработали целый ряд прогрессивных конструкций различных гидротехнических сооружений, успешно решив много сложных проблем:

созданы оригинальные конструкции бетонных и железобетонных плотин и зданий гидроэлектростанций на не скальных основаниях, в том числе и при

больших напорах (примерно 30 м) — осуществлены сооружения с анкерными понурами (на реках Волге, Свири), с широким применением дренажей, ячеистые и другие облегченные типы плотин, разработаны эффективные устройства нижнего бьефа, позволяющие допускать большие удельные расходы при таких основаниях (до 40...70 м³/с на 1 м);

получили интенсивное развитие плотины из грунтовых материалов в разнообразных условиях — на слабых основаниях, при многолетней мерзлоте и зимнем строительстве (Вилюйская плотина и др.), при больших напорах (Нурекская, Чарвакская, Орто-Токойская плотины и др.). При строительстве грунтовых плотин широко применяют метод гидромеханизации (намыто более 600 млн. м³ плотин и дамб) с использованием эффективных советских способов намыва плотин из песчаных (на р. Волге производительность укладки до 300 тыс. м³/сут) и гравелистых (Мингечаурская плотина) грунтов, разработаны и освоены методы возведения плотин отсыпкой грунтов в воду и направленными взрывами (плотины Байпазинская, селехранилища Медео около г. Алма-Аты);

разработаны и получили широкое распространение в условиях применяемой в СССР пойменной компоновки гидротехнических сооружений эффективные способы перекрытия русл многоводных рек отсыпкой камня и бетонных блоков в воду;

усовершенствованы существующие и разработаны новые конструкции гидротехнических сооружений из дерева, (плотины из наклонных кряжей и др.), синтетической ткани (мягкие наполняемые и мембранные плотины) и других материалов;

в связи со строительством высоких бетонных плотин (гравитационных, гравитационных облегченных, контрфорсных, арочных) на скальных основаниях, в том числе на многоводных реках в суровых климатических районах Сибири, разработаны и разрабатываются экономичные конструкции таких плотин для различных условий, при проектировании широко применяют модельные исследования прочности;

разработаны и разрабатываются рациональные конструкции различных водосбросных сооружений и их элемен-

тов с учетом явлений кавитации и аэрации, образования «катыщихся» волн, размывов нижнего бьефа;

усовершенствованы существующие и созданы новые конструкции гидротехнических затворов (в том числе для больших напоров);

созданы новые рациональные типы и конструкции водозаборных сооружений для различных условий, учитывающие гидравлическую структуру потока, режимы наносов, льда и шуги;

усовершенствованы различные типы и конструкции сооружений на каналах (лотки, трубы, регуляторы, дюкеры, акведуки, перепады), в особенности с применением сборных элементов; проведена большая работа по унификации мелких гидромелиоративных сооружений;

разработаны новые методы борьбы с фильтрацией воды из каналов; усовершенствованы облицовки каналов, в том числе на пучинистых грунтах; разработаны новые прогрессивные типы туннельных обделок (сборные, из прессованного бетона и др.); применяются туннели большого поперечного сечения (например, Ингурский туннель—192 м²);

разработаны новые и более совершенные типы и конструкции зданий гидроэлектростанций (совмещенные, бычковые, встроенные, с двухрядным расположением агрегатов, подземные), судоходных шлюзов (рациональные системы наполнения и опорожнения шлюзов, конструкции камер с использованием «самонапряжения» бетона, конструкции крупногабаритных шлюзов на нескольких основаниях с напорами 20 м и более), судоподъемников, рыбопропускных сооружений;

разработаны новые эффективные методы регулирования речных русел (с использованием поперечной циркуляции) и новые экономичные типы регуляционных сооружений.

Успехи гидротехнического строительства в нашей стране в значительной мере обеспечены достижениями советских ученых, больших коллективов многочисленных научно-исследовательских и учебных институтов. Советские ученые, проектировщики и строители ведут большую работу по дальнейшему внедрению в практику прогрессивных типов и конструкций гидротехнических сооружений с применением новых строительных материалов,

по усовершенствованию методов производства работ (применение высокопроизводительных и новых средств механизации и пр.).

1.2. КЛАССИФИКАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, ГИДРОУЗЛОВ И ГИДРОСИСТЕМ, УСЛОВИЯ ИХ РАБОТЫ И ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1.2.1. Гидротехнические сооружения и их классификация

Гидротехническими называют сооружения, предназначенные для использования природных водных ресурсов (рек, озер, морей, грунтовых вод) или предотвращения (уменьшения) вредного воздействия воды на окружающую среду (борьба с наводнениями, размывами берегов, защита от селевых потоков и пр.).

С помощью гидротехнических сооружений осуществляются те или иные водохозяйственные мероприятия, создаются водохранилища, регулируются расходы и уровни воды, осуществляется пропуск льда и наносов и пр.

Гидротехнические сооружения бывают различного назначения и строятся в разнообразных природных условиях.

По роду водотока или водоема, на котором они построены, гидротехнические сооружения разделяют на речные, морские, озерные или прудовые, внутрисистемные или сетевые (на гидротехнических системах) и подземные.

Сетевые мелиоративные сооружения разделяют на регулирующие (регуляторы или шлюзы-регуляторы, водовыпуски, перегораживающие и сбросные водodelители), водопроводящие (дюкеры, трубы, акведуки, ливнепроводы и пр.) и сопрягающие (перепалы, быстротоки и пр.).

По условиям взаимодействия с водотоком или водоемом и по характеру выполняемых функций различают гидротехнические сооружения:

водоподпорные (плотины, дамбы и др.), которые перегораживают водоток или ограждают водохранилище (например, наливное), пруд и воспринимают напор воды. Участок водотока (водоема) выше водоподпорного со-

оружения называется *верхним бьефом*, ниже — *нижним бьефом*; разница уровней воды в верхнем и нижнем бьефе непосредственно около сооружения называется *напором* на сооружении;

водопроводящие (каналы, трубопроводы, гидротехнические туннели, лотки и др.), служащие для подачи воды к местам потребления, например из реки на орошаемые земли;

водозаборные, служащие для забора воды из водотоков и водоемов;

водосбросные (водосливы, глубинные водосбросы, водоспуски и пр.) — для сброса излишков воды (паводков) и полезных «попусков» в нижний бьеф, для поддержания необходимых санитарных условий в нижнем бьефе, глубин для судоходства и пр.;

регуляционные (струенаправляющие дамбы, берегоукрепительные сооружения и пр.), предназначенные для регулирования взаимодействия потока с руслом (борьба с размывами и отложениями наносов), защиты берегов от воздействия волн и течений.

По целевому назначению гидротехнические сооружения разделяют на сооружения *общего назначения* и *специальные*. К сооружениям общего назначения относятся водоподпорные, водопроводящие, водосбросные и регуляционные сооружения, используемые для различных отраслей народного хозяйства и предназначенные для обеспечения требуемого подпора и емкости водохранилища, пропуска предполагаемого паводкового расхода и т. д. К специальным относятся сооружения, предназначенные для нужд одной отрасли водного хозяйства. Специальные сооружения бывают мелиоративные (каналы, насосные станции и др., предназначенные для осушения, орошения и обводнения земель); водноэнергетические (здания гидростанций и ГАЭС, деривационные каналы и туннели, уравнильные резервуары и другие сооружения, предназначенные для использования водной энергии); воднотранспортные (каналы, судоходные шлюзы, причалы, волноломы и пр.); лесосплавные (бревноспуски, плотходы и др.); рыбохозяйственные (рыбоходы, рыбоподъемники, рыбоводные пруды и др.); для водоснабжения и водоотведения (водозаборы, насосные станции, каналы, коллекторы, очистные станции и др.); для борьбы с наводнениями, селями, эрозией почвы (защит-

ные дамбы, ливнеотстоки и др.); для использования грунтовых вод (подземные водозаборы и др.); для создания хвостохранилищ, шламонакопителей (дамбы, трубопроводы и др.).

В ряде случаев применяют совмещенные сооружения, которые одновременно выполняют несколько функций, например совмещенные здания ГЭС (с водобросными отверстиями), судоходные шлюзы — водобросы, водобросы, совмещенные с водозаборами, и др.

По условиям использования речные гидротехнические сооружения разделяются на постоянные, используемые при постоянной эксплуатации, и временные. При этом к временным относятся сооружения, используемые только в период строительства или ремонта постоянных сооружений [100].

Постоянные гидротехнические сооружения разделяются на основные и второстепенные.

К основным относятся гидротехнические сооружения (плотины, дамбы,

водобросы, каналы, туннели, трубопроводы, водозаборные сооружения, уравнивательные резервуары, здания ГЭС, ГАЭС и насосных станций; судоходные шлюзы и судоподъемники, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения и др.), разрушение которых приводит к нарушению нормальной работы электростанций, прекращению или уменьшению подачи воды в оросительные системы, подтоплению осушаемой и затоплению обвалованной территории, прекращению или сокращению судоходства, лесосплава.

К второстепенным относятся гидротехнические сооружения (ремонтные затворы, струенаправляющие и раздельные стенки и дамбы, палы судоходных шлюзов, берегоукрепительные и ледозащитные сооружения и др.), разрушение которых не влечет за собой указанных выше последствий.

Постоянные гидротехнические сооружения разделяют [100] на четыре класса (I—IV). При установлении класса учитывают последствия при

1.1. Определение класса гидротехнических сооружений в зависимости от последствий их аварии, высоты, материала и вида грунта основания

Водоподпорное сооружение	Вид грунтов основания	Класс сооружения			
		I	II	III	IV
		высота сооружения, м			
Плотины из грунтовых материалов	Скальные	Более 100	70...100	25...70	Менее 25
	Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом и полутвердом состоянии	Более 75	35...75	15...35	Менее 15
	Глинистые водонасыщенные в пластическом состоянии	Более 50	25...50	15...25	Менее 15
Плотины бетонные и железобетонные, подводные конструкции зданий гидроэлектростанций, судоходные шлюзы, судоподъемные сооружения, подпорные стенки и другие бетонные и железобетонные сооружения, участвующие в создании напорного фронта	Скальные	Более 100	60...100	25...60	Менее 25
	Песчаные, крупнообломочные глинистые в твердом и полутвердом состоянии	Более 50	25...50	10...25	Менее 10
	Глинистые, водонасыщенные в пластическом состоянии	Более 25	20...25	10...20	Менее 10

Примечания. 1. Если авария водоподпорного сооружения может вызвать последствия катастрофического характера для расположенных ниже городов, крупных промышленных предприятий, транспортных магистралей, то класс сооружения, определенный по таблице 1.1, допускается повышать в соответствии с масштабом последствий при надлежащем обосновании.

2. Если авария водоподпорного сооружения не вызывает катастрофических последствий в нижнем бьефе (при расположении гидроузла в необжитом районе или у моря), то класс, определенный по таблице 1.1, допускается понижать на единицу.

аварии или нарушении эксплуатации сооружения, оценивают ущерб народному хозяйству, наносимый перерывами в снабжении населения и предприятий водой и электроэнергией, прекращении полива сельскохозяйственных угодий и т. п. В зависимости от последствий аварии водоподпорных сооружений, их высоты, материала и вида грунта основания класс сооружения назначают по таблице 1.1.

В зависимости от последствий нарушения эксплуатации водоподпорных гидротехнических сооружений класс назначают по таблице 1.2 с учетом вида и показателей проектируемого объекта.

Класс основных водоподпорных гидротехнических сооружений принимают по наибольшему его значению (см. табл. 1.1 и 1.2).

Класс основных гидротехнических сооружений комплексного гидроузла, обеспечивающего требования нескольких участников водохозяйственного

комплекса (например, мелиорации, энергетики и водного транспорта), следует устанавливать как для участника, показатели которого соответствуют наиболее высокому классу.

Определенный по таблице 1.2 класс основных гидросооружений, гидравлической или тепловой электростанцией мощностью менее 1,5 млн. кВт допускается повышать, если эта электростанция изолирована от системы и обслуживает крупные населенные пункты или промышленные предприятия, транспорт и др., учитывая при этом масштаб последствий от перерыва в снабжении электроэнергией.

Класс основных гидротехнических сооружений (кроме IV) следует понижать на единицу:

для сооружений I и II классов, не участвующих в создании напорного фронта (кроме зданий ГЭС, напорных деривационных и турбинных водоводов, напорных бассейнов и уравнивательных камер);

1.2. Определение класса гидротехнических сооружений в зависимости от последствий нарушения их эксплуатации

Объект гидротехнического строительства и его показатель	Класс сооружений		Объект гидротехнического строительства и его показатель	Класс сооружений	
	основных	второстепенных		основных	второстепенных
Гидротехнические сооружения гидравлических, гидроаккумулирующих и тепловых электростанций мощностью, млн. кВт: 1,5 и более менее 1,5	I	III	Сооружения речных портов с навигационным грузооборотом, тыс. усл. т: более 3 000 3000...151 до 150	II	III
	II—IV	III—IV		III	IV
				IV	IV
Гидротехнические сооружения атомных электростанций мощностью, тыс. кВт: 500 и более 500..101 100 и менее	I	III	Речные гидроузлы и магистральные каналы оросительных систем при площади орошения более 400 тыс. га	II	III
	II	III			
	III	IV			
Гидротехнические сооружения на внутренних водных путях: сверхмагистральных магистральных и местного значения местного значения на малых реках	II	III	Речные гидроузлы и магистральные каналы мелиоративных систем при площади орошения и осушения, тыс. га: 400...51 до 50	III	IV
	III	IV		IV	IV
	IV	IV			

Примечания. 1. Внутренние водные пути должны относиться к сверхмагистральным, магистральным путям местного значения или к малым рекам по действующим нормам проектирования подмостовых габаритов на внутренних водных путях.

2. Классы гидротехнических сооружений, проектируемых на сверхмагистральных и магистральных водных путях, а также на оросительных магистральных каналах, участвующих в создании напорного фронта, следует повышать на единицу против указанных в таблице 1.2.

3. Класс рыбопропускного сооружения, участвующего в создании напорного фронта, устанавливают таким же, что и класс водоподпорных сооружений.

4. Класс сооружений узла насосной станции переброски стока устанавливается в зависимости от народнохозяйственного значения данной системы с учетом указанного относительно назначения класса гидросооружений комплексных гидроузлов.

5. Категории надежности подачи воды системами хозяйственно-питьевого и производственного водоснабжения, включая насосные станции, устанавливают в соответствии с главой СНиП по проектированию наружных сетей и сооружений водоснабжения.

для мелиоративных, энергетических и судоходных сооружений, условия эксплуатации которых позволяют ремонтировать сооружения без нарушения работы гидроузла;

для сооружений оросительной системы, срок службы которой заранее ограничен и не превышает 10 лет и это сооружение в период эксплуатации системы намечено заменить другим.

При надлежащем обосновании временные сооружения допускается относить к IV классу, если авария этих сооружений может вызвать катастрофические последствия для строительной площадки, населенных пунктов и предприятий или значительную задержку возведения основных сооружений объектов I, II и III классов. Перемычки и строительные туннели при надлежащем обосновании допускается относить к III классу.

1.2.2. Гидроузлы и гидросистемы, их классификация

Гидроузлом называют группу гидротехнических сооружений, объединенных условиями совместной работы и местоположением.

По месту расположения гидроузлы бывают *речные, на каналах, морские, озерные и прудовые.*

По основному назначению гидроузлы подразделяют на *водозаборные* для различных отраслей водного хозяйства (например, Чумышский, Ферганский для орошения; Краснополянский для подачи воды по деривации на гидростанцию и др.); *энергетические* (Орточальский, Нивский и др.); *водотранспортные* (Вытергский и др.); *рыбохозяйственные* (рыбоводные пруды); *регулирующие сток* реки для его использования в различных целях (для орошения, энергетики, водоснабжения, борьбы с наводнениями и пр.); для *благоустройства* населенных пунктов и др.

Часто гидроузлы имеют *комплексное назначение* (комплексные) — для нужд нескольких отраслей водного хозяйства. Так, Цимлянский гидроузел на р. Дон (рис. 1.1), являющийся составной частью комплекса Волго-Донского пути, имеет водотранспортное значение (обеспечивает необходимые судоходные глубины в верхнем и частично в нижнем бьефе), создает условия для самотечного орошения и обводнения по рекам Нижнему Дону, Салу и Манычу, а также для машинного орошения земель, прилегающих к водохранилищу, имеет в своем составе гидростанцию установленной мощно-

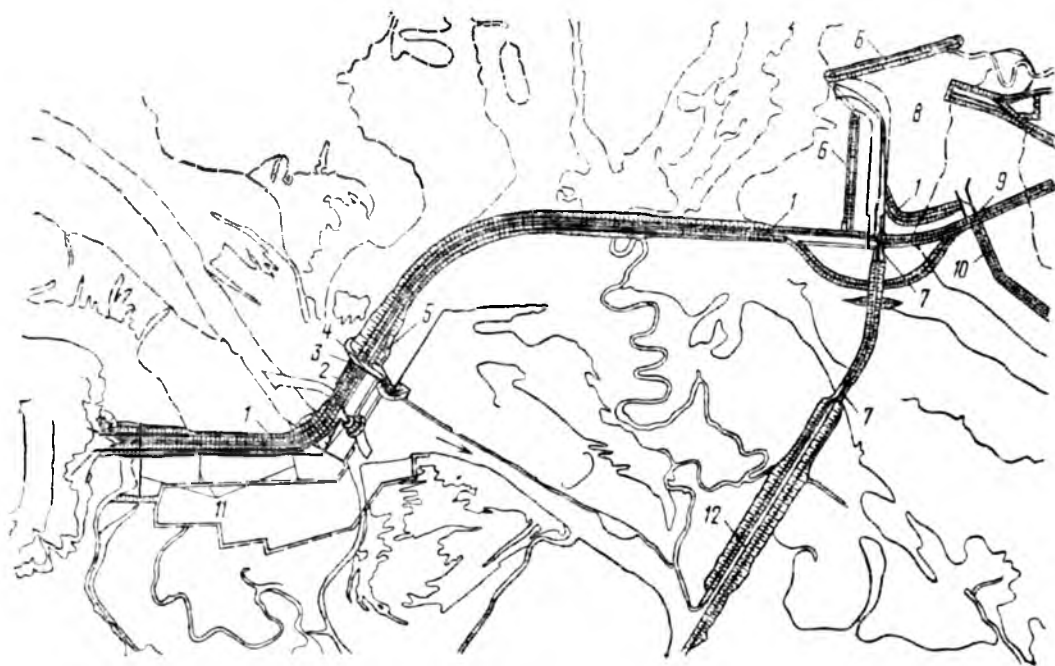


Рис. 1.1. Схема Цимлянского гидроузла на р. Дон:

1, 2 — земляные и водосливная плотины; 3 — рыбоподъемник; 4 — здание ГЭС; 5 — ОРУ 220/110 кв; 6 — дамбы; 7 — судоходный шлюз; 8 — порт; 9 — водозабор на орошение и обводнение; 10 — Донской магистральный канал; 11 — консольный сброс; 12 — судоходный канал.

стью 165 тыс. кВт и рыбоподъемник для пропуска рыбы на нерест из нижнего бьефа в верхний, то есть решает также энергетические и рыбохозяйственные задачи. Комплексный Токтогульский гидроузел на р. Нарын предназначен для ирригационно-энергетических целей (орошение земель на площади 400 тыс. га, гидростанция установленной мощностью 1,2 млн. кВт) и для защиты от наводнений нижерасположенных земель.

Гидроузлы бывают *безнапорные* (например, речные гавани) и *напорные*. Напорные гидроузлы подразделяют на *низконапорные* ($H < 10$ м), *средненапорные* ($H = 10 \dots 50$ м) и *высоконапорные* ($H > 50$ м). Низконапорные гидроузлы часто строят на равнинных реках для водозабора и водного транспорта, на предгорных и горных участках рек — для водозабора.

Средне- и высоконапорные гидроузлы часто бывают комплексными; служат для ирригации, энергетики, водного транспорта, борьбы с наводнениями и пр.

Гидротехническим комплексом или гидросистемой называют комплекс гидротехнических сооружений, обычно объединенных в несколько гидроузлов и имеющих «линейные» участки трассы (участки рек, каналы, туннели), которые могут располагаться со значительным отдалением друг от друга, но служат общим водохозяйственным целям. Как и гидроузлы, гидросистемы бывают *специализированными* и *комплексными*. Крупными гидромелиоративными системами в СССР являются Северо-Крымская, Терско-Кумская, Ингулецкая, Андижанская; энергетической системой — каскад гидротехнических сооружений на р. Нарын; системой водоснабжения — канал Иртыш — Караганда; системами комплексного назначения — Волго-Донской комплекс, в который входят Волго-Донской

канал им. В. И. Ленина длиной 101 км, Цимлянский комплексный гидроузел на р. Дон, оросительно-обводнительная система на левом берегу р. Дон, захватывающая территорию протяженностью свыше 600 км. На Волго-Донском канале насчитывается до 100 различных гидротехнических сооружений, в том числе 13 судоходных шлюзов, 3 насосные станции и 3 водохранилища (Варваровское, Карповское и Борславское). Этот крупный гидротехнический комплекс решает вопросы водного транспорта, ирригации, водоснабжения, гидроэнергетики и рыбного хозяйства.

1.2.3. Особенности и условия работы гидротехнических сооружений

Гидротехнические сооружения существенно отличаются от других инженерных сооружений тем, что подвергаются воздействию движущейся или находящейся в покое воды, причем водоподпорные гидросооружения испытывают наряду с вертикальными и большие горизонтальные нагрузки — от давления воды, отложившихся наносов и др. Вода оказывает на гидротехнические сооружения механическое, физико-химическое и биологическое воздействие.

Механическое воздействие воды проявляется в виде статических и динамических нагрузок на сооружение и его основание. Так, гидростатическое давление воды на бетонную плотину со стороны верхнего бьефа является основной горизонтальной нагрузкой, которая может сдвинуть, разрушить сооружение, если не будут приняты меры к обеспечению его устойчивости (придана ему надлежащая масса и пр.).

При переливе через плотину (рис. 1.2, а) вода оказывает на ее элементы гидродинамическое воздействие, кото-

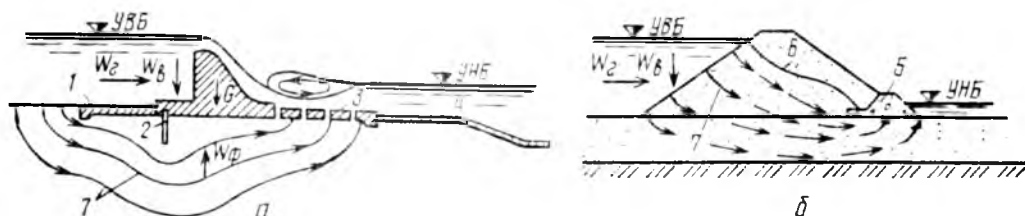


Рис. 1.2. Схемы воздействия воды на бетонную (а) и грунтовую (б) плотины и их основания: 1 — понур; 2 — шпунт; 3 — водобой; 4 — рисберма; 5 — дренажная призма; 6 — депрессионная кривая; 7 — линии тока фильтрующей воды.

рое необходимо учесть, особенно при назначении параметров крепления нижнего бьефа (водобоя, рисбермы), часто требующегося и устраиваемого для предотвращения опасных размывов русла в нижнем бьефе. При этом возникает проблема эффективного гашения энергии сбрасываемого в нижний бьеф потока, причем в ряде случаев скорости потока до гасящих устройств достигают 25...30 м/с и более (см. гл. 4.1, 4.4).

Динамическим является и воздействие на гидротехнические сооружения образующихся в водохранилище ветровых волн. Оно также подлежит учету, например при назначении параметров крепления верхового откоса грунтовых плотин.

В районах, подверженных землетрясениям, возникают инерционные сейсмические нагрузки на сооружение — сейсмическое давление воды и инерционные силы, приложенные к массе самого сооружения; в сооружениях из грунта, насыщенного водой, появляется при этом и динамическое поровое давление.

При фильтрации воды в основании водоподпорного сооружения возникает фильтрационное давление W_f , направленное снизу вверх. Оно уменьшает сопротивление сооружения сдвигу и должно учитываться при проектировании.

Фильтрационный поток в основании, а также в теле грунтовой плотины (рис. 1.2, б) может вызвать различные фильтрационные деформации грунта — суффозию, фильтрационный выпор грунта при выходе в нижний бьеф, контактные размыв и выпор. Сооружение должно быть запроектировано так, чтобы не возникало фильтрационных деформаций. Фильтрационные силы и положение депрессионной кривой следует учитывать и при расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин.

Зимой на сооружения могут действовать ледовые нагрузки — при термическом расширении сплошного ледяного покрова, навале ледяных полей при течениях и ветре; при динамических ударах отдельных льдин при пропуске через гидроузел ледохода; от нагрузок, возникающих от примерзшего ледяного покрова при колебаниях уровня воды (эти нагрузки могут повредить крепления откосов берегов и грунтовых плотин).

Влекомые водой наносы могут истирать элементы обтекаемых поверхностей сооружений.

Физико-химическое воздействие воды может вызвать коррозию металлических конструкций, химическую суффозию в грунтах, содержащих легкорастворимые вещества (гипс, каменную соль), кавитацию и кавитационную эрозию, возникающую при больших скоростях потока и образовании значительного вакуума.

Биологическое воздействие воды, связанное с жизнедеятельностью имеющих в ней организмов, может привести к гниению деревянных сооружений, зарастанию трубопроводов и пр.

Гидротехнические сооружения строят в условиях жаркого климата и суровых зим (с амплитудами колебаний температур 100 °С и более), в районах с высокой сейсмичностью, при разнообразных гидрологических и геологических условиях. Это требует индивидуального подхода к проектированию, строительству и эксплуатации гидротехнических сооружений; тщательного учета всей совокупности местных условий; необходимости обстоятельных изысканий (особенно при проектировании крупных объектов). Указанное не исключает возможность и целесообразность определенной типизации сооружений (особенно мелких, массовых) и их отдельных элементов, что и нашло отражение в типовых проектах и ряде действующих нормативных документов.

Существенной особенностью многих гидротехнических сооружений является то, что во время их строительства приходится пропускать большие строительные расходы воды и лед через створ гидроузла, не прерывая судоходство, если река судоходная, и т. п. Это усложняет производство работ. К тому же современные гидроузлы и гидротехнические системы часто характеризуются большими объемами основных работ — бетонных, земельно-скальных (см. гл. 1.1). Это требует для сокращения сроков и экономичности строительства применения широкой механизации работ с использованием передовой техники (высокопроизводительных механизмов и пр.) и эффективных методов строительства. Очевидно, что как при проектировании, так и при строительстве гидротехнических сооружений (крупных и мелких) надо все-

мерно использовать достижения науки.

Надо учитывать, что гидротехнические сооружения, особенно крупные, являются весьма ответственными и серьезная авария крупного водоподпорного сооружения может привести к весьма тяжелым последствиям с человеческими жертвами и большим материальным ущербом вследствие не только выхода из строя самих сооружений, но и разрушений волной прорыва населенных пунктов, промышленных предприятий и транспортных коммуникаций ниже по течению.

На практике такие аварии, к сожалению, были. Так, в 1889 г. разрушилась в США земляная Соутфоркская плотина в результате перелива воды через ее гребень при паводке (неправильно был установлен расчетный расход водосброса); погибло около 2 500 человек. В 1928 г. в США разрушилась гравитационная плотина Сен-Френсис из-за выщелачивания гипса из глинистых конгломератов в основании; погибло 400 человек. В 1976 г. в США разрушилась каменно-земляная плотина Титон высотой 100 м из-за контактной фильтрации в основании и выноса заполнителя трещин.

Основными причинами известных аварий и повреждений гидротехнических сооружений различных типов были: перелив воды через гребень грунтовых плотин; сосредоточенная фильтрация через тело плотины или основание; химическая суффозия; деформации и оползание откосов грунтовых плотин; сейсмические и волновые воздействия. Разрушения и повреждения стали возможными в основном в результате недостаточной изученности геологических условий, неправильного определения расчетных расходов водосбросов, некачественного производства работ, недостаточного учета в проектах и при строительстве ряда вопросов и многообразия местных факторов, неправильной эксплуатации сооружений. Большую роль в предотвращении серьезных аварий играют натурные наблюдения и исследования сооружений.

Строительство гидроузлов и гидросистем, особенно крупных, оказывает влияние на природные условия в прилегающей местности, в том числе и отрицательное. Это вполне закономерно, так как появление водохранилищ

большой вместимости (например, объемом Братского водохранилища достигает 179,1 км³, а Красноярского — 77,2 км³), распространение подпора от крупных гидроузлов на десятки километров, затопление и подтопление при этом земель, орошение засушливых земель и осушение болот сказываются на животном и растительном мире в данном регионе, а в некоторой степени даже на климате. Например, после строительства Красноярского гидроузла на Енисее с большим водохранилищем в нижнем бьефе летом вода стала холоднее, чем была раньше, а зимой образуется незамерзающая полынья длиной около 40 км, вызывающая туманы, в определенной мере затрудняющие хозяйственную деятельность.

Влияние гидроузлов и гидросистем на прилегающий район обязательно должно быть оценено при их проектировании, должны быть предусмотрены мероприятия, направленные на недопущение или смягчение отрицательных последствий их строительства. В каждом крупном водохозяйственном проекте должны найти отражение и вопросы охраны окружающей среды.

1.2.4. Общие вопросы проектирования гидротехнических сооружений

В соответствии с постановлением Центрального Комитета КПСС и Совета Министров СССР от 30 марта 1981 г. № 312 «О мерах по дальнейшему улучшению проектно-сметного дела» проектирование гидротехнических объектов, как и других объектов строительства, осуществляется в одну (рабочий проект со сводным сметным расчетом стоимости) или две (1 — проект со сводным сметным расчетом стоимости и 2 — рабочая документация со сметами) стадии.

В одну стадию проектируют объекты, строить которые будут по типовым и повторно применяемым проектам, а также технически несложные.

В две стадии проектируют все другие объекты строительства, в том числе крупные и сложные.

Проекты разрабатывают на основе обосновывающих материалов схем развития и размещения отраслей народного хозяйства и промышленности (отраслевых схем), а также схем развития и размещения производительных

сил по экономическим районам и союзным республикам (территориальных схем). Обосновывающие материалы разрабатывают для строительства сметной стоимостью 3 млн. р. и выше. Если строительство намечается по очередям, в обосновывающих материалах выделяют показатели первой очереди строительства; в них приводят расчеты стоимости строительства, причем в необходимых случаях для расчета стоимости определяют основные строительные решения.

В проектах уточняются (с учетом необходимых инженерных изысканий, расчетов и вариантных проработок) места размещения и параметры объектов, стоимость их строительства и другие технико-экономические показатели. При составлении рабочей документации по отдельным особо сложным объектам (обычно крупные гидротехнические) проектные организации могут осуществлять дополнительные проработки, уточняющие материалы проекта.

Сметная стоимость строительства (в том числе и стоимость строительномонтажных работ) в сводном сметном расчете стоимости определяется: при одностадийном проектировании — по сметам к типовым и повторно применяемым экономичным и прогрессивным индивидуальным проектам, привязанным к местным условиям строительства, и сметам, составленным по рабочим чертежам; при двухстадийном — по укрупненным сметным нормативам, прейскурантам и по стоимостным показателям аналогов. Сметную стоимость отдельных объектов определяют по сметам, составленным по рабочим чертежам. После утверждения она является лимитом на весь период строительства.

При проектировании руководствуются действующими нормативами

(СНиП, ведомственные нормы), стандартами на материалы и изделия, каталогами типовых проектов и оборудования и др.; при этом надо учитывать последние достижения науки и техники, прогрессивные инженерные решения, проводить необходимые научные исследования (особенно для крупных объектов). Документация, выполненная с отступлениями от действующих норм, инструкций и правил, подлежит согласованию с утвердившими их организациями. Все отступления должны быть обоснованы.

Проекты объектов строительства подвергаются экспертизе и утверждают в установленном порядке.

Роль инженерных изысканий и научных исследований в надежном и экономичном проектировании гидротехнических объектов, особенно крупных, велика. В ряде случаев в процессе проектирования и строительства уникальных сооружений проводят отработку прогрессивных методов и средств производства работ и испытания опытных фрагментов конструкций.

В гидромелиоративном строительстве широко используют типовые проекты, особенно для небольших сетевых сооружений гидромелиоративных систем. Большую работу проводят по совершенствованию типовых проектов.

При проектировании широко применяют ЭВМ, с помощью которых, в частности, облегчается выбор оптимальных инженерных решений, с просмотром большого числа различных возможных вариантов. Автоматизированные системы проектирования водохозяйственных объектов удешевляют и сокращают сроки проектирования, дают возможность более обоснованно и быстро отыскать оптимальные решения, в том числе и с учетом в проектах социальных, экономических и природоохраненных условий.

Раздел 2. ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ ПОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИМИ СООРУЖЕНИЯМИ И В ОБХОД ИХ

2.1. ФИЛЬТРАЦИЯ В НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

2.1.1. Общие сведения о фильтрации

Под фильтрацией понимается движение жидкости (газа) в пористой или трещиноватой (скальной) среде. Пространство, занятое потоком в таких породах, называют *областью фильтрации*. По характеру движения фильтрационный поток может быть неустановившимся и установившимся. В дальнейшем будет изучаться только установившийся режим фильтрационного потока. Такой поток в основании сооружения, как правило, будет неравномерным.

Фильтрационный поток в пористых средах возникает при наличии разности энергии в двух смежных сечениях. Такая разность может быть результатом температурного перепада, электрического потенциала и неодинакового давления воды. В гидротехнических сооружениях причиной фильтрации в основании служит разность уровней в бьефах. В водоподпорных сооружениях возможны два вида фильтрационного потока — *безнапорный* и *напорный*. Характер их определяется положением уровня грунтовых вод. Если он расположен ниже подошвы сооружения, то возникает безнапорный поток, а если совпадает с дном нижнего бьефа или будет выше его, появляется напорный поток. В разделе рассмотрены только напорный поток и силовое воздействие его на флютбет сооружения.

Водоподпорные сооружения возводят как на нескальных, так и на скальных основаниях. Теоретические положения напорной фильтрации разработаны только для нескальных грунтов. Скальные основания изучены еще недостаточно полно.

Важнейшая характеристика не-

скальных оснований — водопроницаемость, то есть способность пропускать через себя воду. Показателем водопроницаемости грунтов служит коэффициент фильтрации K_f , изменяющийся с изменением температуры, давления и зависящий от методики его определения. В фильтрационных расчетах обычно его принимают постоянным, как осредненное значение. Все грунты являются водопроницаемыми, но степень водопроницаемости у них различна. Обычно водопроницаемость грунтов оценивают не по абсолютному значению K_f , а сравнением со смежным (контактируемый) слоем. Грунт считается водонепроницаемым, если K_f одного слоя меньше K_f другого в 100 раз и более. По водопроницаемости грунты разделяют на однородно-изотропные и однородно-анизотропные.

Однородно-изотропными называют грунты, коэффициент фильтрации которых не зависит ни от координат точки в области фильтрации, ни от направления фильтрации. Это условие для любых точек, например A и B , запишется так:

$$K_A^1 = K_B^1 = K_A^A = K_B^B = K_A^B = K_B^A. \quad (2.1)$$

Графически это можно изобразить в виде эпюры коэффициентов фильтрации (скоростей), вершины которых расположены по окружности (рис. 2.1, а).

Однородно-анизотропными называют такие грунты, коэффициенты фильтрации которых в любых точках (A и B) зависят от направления фильтрации, но одинаковы для параллельных направлений во всех точках области фильтрации (рис. 2.1, б). Это условие имеет вид: $K_A^1 \neq K_B^1 \neq K_A^A$, $K_B^B \neq K_A^B$ в то же время

$$K_A^A = K_B^B; K_A^1 = K_B^1; K_A^A = K_B^B. \quad (2.2)$$

Графически это изобразится в виде эпюры коэффициентов фильтрации

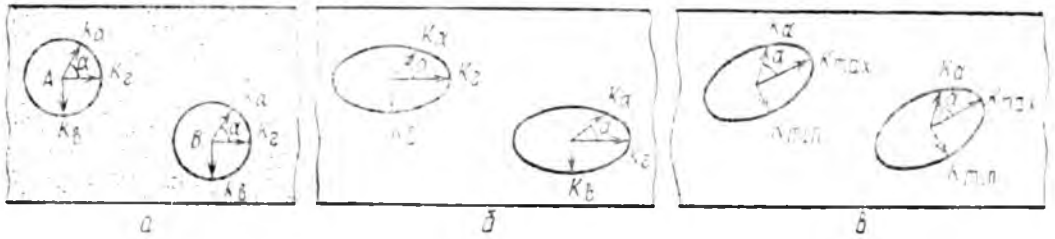


Рис. 2.1. Характеристика грунтов по водопроницаемости:

а — однородно-изотропные грунты; б — однородно-анизотропные грунты; в — однородно-анизотропные грунты с максимальными скоростями любого направления.

(скоростей), вершины которых расположены по эллипсу. Обычно максимальное значение коэффициента фильтрации соответствует горизонтальному направлению, а минимальное — вертикальному, или наоборот (рис. 2.1, в). В общем случае расположение осей эллипса может быть любое.

В неоднородных анизотропных грунтах коэффициент фильтрации является функцией координат точки и направления.

Гранулометрический состав грунтов. Грунты в естественном состоянии имеют частицы различной крупности. В фильтрационных расчетах используют суммарные (интегральные) кривые гранулометрического состава грунтов, в которых частицы распределены по фракциям и выражены в процентах от массы взятого образца. В расчетах берут ординаты с кривой гранулометрического состава, используя характерные диаметры частиц грунта и определяя показатели:

коэффициент неоднородности

$$\eta = d_{60}/d_{10}, \text{ или } \eta = D_{60}/D_{10}; \quad (2.3)$$

коэффициент межслойности

$$\xi = D_{50}/d_{50}, \quad (2.4)$$

где d — диаметр частиц рассматриваемого грунта; D — диаметр частиц контактирующего с этим грунтом слоя; d_{10} , d_{50} , d_{60} и D_{10} , D_{50} , D_{60} — диаметры на кривой гранулометрического состава, содержащие соответственно 10, 50 и 60 % частиц по массе. Диаметры d_{10} и D_{10} называют действующими или эффективными, а d_{50} , D_{50} — контролирующими. Грунт считается однородным, если $\eta \leq 3$, а в остальных случаях — неоднородным.

2.1.2. Составные части флютбета

Флютбет и его составные части. Под флютбетом понимают совокупность частей сооружения, поверх которых протекает вода. В речных сооружениях составными частями являются понур, тело плотины, водобой, рисберма и

концевой участок (ковш) (рис. 2.2, а). Такой состав флютбета характерен для высокопороговых водосбросных плотин. В сооружениях с низкорасположенным порогом вместо тела плотины будет водосливной порог, располагаемый на уровне понура или несколько выше его (рис. 2.2, б).

В гидромелиоративных сооружениях на каналах водосливной порог и водобой объединяются в единую монолитную плиту (рис. 2.2, в), то есть флютбет состоит из трех частей — понура, водобоя и рисбермы.

Флютбет служит для безопасного пропуска поверхностного потока воды из верхнего бьефа в нижний и гашения энергии фильтрационного потока. Понур, тело плотины и водобой являются водонепроницаемыми частями флютбета, а рисберма — водопроницаемой.

Подземный контур сооружения. Линия (плоскость) контакта между грунтом основания и подошвой флютбета называется подземным контуром. В нем различают водонепроницаемые

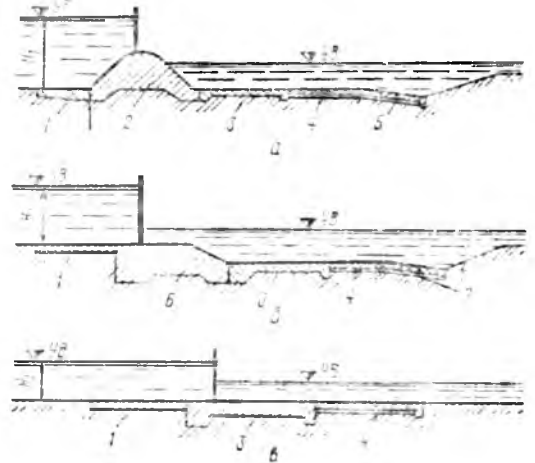


Рис. 2.2. Составные части флютбета:

а, б, в — сооружения соответственно высоконапорные и средненапорные, с низким порогом, гидромелиоративные; 1 — понур; 2 — тело плотины; 3 — водосливной порог; 4 — рисберма; 5 — концевой участок; 6 — водосливной порог; 7 — ковш.

и водопроницаемые участки, однако в фильтрационных расчетах принято к подземному контуру относить только водонепроницаемые части флютбета, на длине которых происходит гашение энергии. В подземном контуре различают вертикальные (зубья, диафрагмы, шпунтовые стенки) и горизонтальные (подошва понура, тела плотины, водобоя) пути фильтрации. Подземный контур, вытянутый в одну горизонтальную линию, называют развернутой длиной (разверткой).

Силы, действующие на флютбет. При расчете флютбета на устойчивость и прочность учитывают те же силы, которые действуют на любое сооружение. Дополнительно прикладывают фильтрационные и взвешивающие силы, появляющиеся в результате движения фильтрационного потока и погружения флютбета под уровень воды в нижнем бьефе. Фильтрационная сила имеет произвольное направление, которое зависит от ориентации подземного контура. Такую силу можно разложить на составляющие — вертикальную и горизонтальную. Составляющую фильтрационной силы вертикального направления (снизу вверх) принято называть *противодавлением*. На флютбет, погруженный в воду, действует *взвешивающая сила*. Она направлена вверх, и ее называют *взвешивающим противодавлением*. Значение взвешивающей силы определится глубиной погружения подошвы флютбета под уровень воды нижнего бьефа.

Противодавление W , действующее на горизонтальные участки контура, состоит из фильтрационного W_{ϕ} и взвешивающего $W_{в}$ противодавлений:

$$W = W_{\phi} + W_{в}. \quad (2.5)$$

Графически фильтрационное и взвешивающее давления можно изобразить в виде эпюр, построенных на горизонтальной проекции флютбета (тогда это будет эпюра противодавления) или на развернутой длине подземного контура. На последней эпюре можно выделить участки противодавления и участки, на которые действует горизонтальная сила фильтрационного давления. Эпюры силового воздействия воды на подземный контур водоподпорных сооружений приведены на рисунке 2.3. Ординаты эпюр определяют расчетом. По эпюре можно узнать силу фильтрационного и взвешивающего противо-

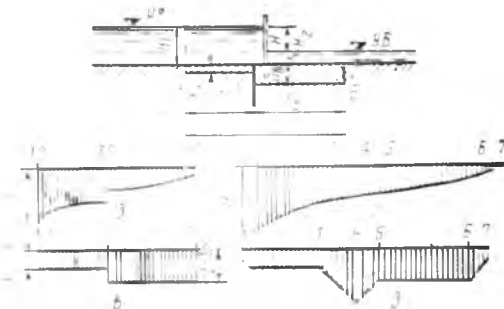


Рис. 2.3. Эпюры силового воздействия воды на подземный контур водоподпорных сооружений: а — разрез по водоподпорному сооружению; б — эпюра фильтрационного противодавления на горизонтальной проекции флютбета; г — эпюра взвешивающего противодавления на горизонтальную проекцию флютбета; д — эпюра фильтрационного давления по развернутому контуру флютбета; е — заглужение точек подземного контура под уровень воды нижнего бьефа по развернутому контуру.

давлений, силу давления на вертикальные участки подземного контура. Эти силы равны произведению площади эпюры на рассматриваемом участке, умноженной на удельный вес воды.

2.1.3. Расчетные условия при фильтрации

Схемы напластования грунтов и расчетные уровни в бьефах. В естественных условиях в основании сооружений можно встретить самое разнообразное взаимное расположение слоев грунта. Теория фильтрации не дает решения для всех этих случаев, поэтому напластование грунтов следует приводить к таким расчетным схемам, для которых имеются готовые решения по определению параметров фильтрационного потока.

В подпорных сооружениях уровни воды в бьефах во времени изменяются, но фильтрационные расчеты выполняют при постоянной разности их. Для этого принимают расчетные схемы с максимальным значением действующего напора, при нормативной обеспеченности уровней воды и установившейся фильтрации.

Уровни воды в бьефах принимают, исходя из физически возможного их одновременного положения. Обычно в верхнем бьефе за расчетный принимают нормальный уровень воды, а в нижнем — минимальный или считают, что воды нет. Если разность уровней в бьефах при каком-то другом сочетании будет больше и со времени продолжительной, то это сочетание принимают в качестве расчетного.

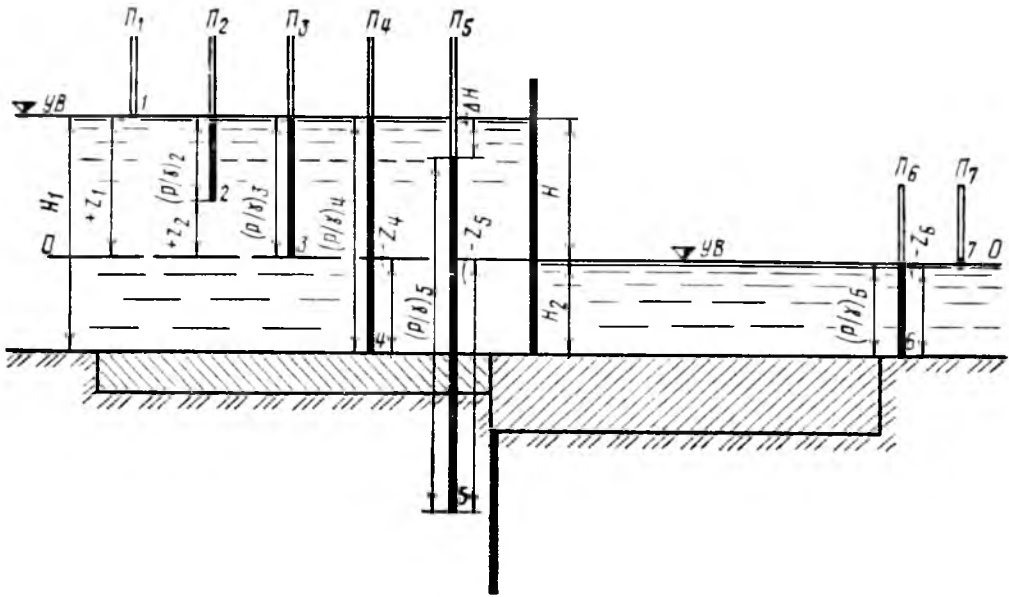


Рис. 24 Схема к определению напора в произвольных точках водоподпорного сооружения

Понятие о напоре фильтрационного потока. Под напором по отношению к принятой горизонтальной плоскости сравнения понимают потенциальную энергию, выраженную суммой двух линейных значений — геодезического Z и пьезометрического P/γ (рис. 2.4):

$$h_x = Z_x + (P/\gamma)_x, \quad (2.6)$$

где h_x — напор относительно принятой плоскости сравнения в рассматриваемой точке области фильтрации; Z — расстояние от плоскости сравнения до рассматриваемой точки; при этом знак «плюс» берут, когда точка расположена выше плоскости сравнения, а знак «минус» — когда ниже; P/γ — пьезометрическая высота в этой же точке.

При фильтрационных расчетах водоподпорных сооружений за плоскость сравнения можно принять любую горизонтальную плоскость, относительно которой и вычисляют напор по формуле (2.6).

Для удобства расчетов за плоскость сравнения принимают плоскость, проходящую по уровню воды в нижнем бьефе, а при отсутствии воды — по дну нижнего бьефа. При таком положении плоскости сравнения напор будет равен разности уровней в бьефах (действующий напор).

Нельзя смешивать понятие напора с гидростатическим давлением воды.

Допущения, принимаемые при фильтрационных расчетах сводятся к следующему: рассматривается плоское движение фильтрационного потока; грунт в основании сооружения считается

ся однородно-изотропным; заданный напор не изменяется во времени, то есть рассматривается установившаяся фильтрация; коэффициент фильтрации остается постоянным; температура воды и пористость грунта остаются постоянными; длина сооружения считается неограниченной; при рассмотрении фильтрации перед флютбетом не учитывается влияние потока, обтекающего устои сооружения; вертикальные элементы подземного контура считаются водонепроницаемыми.

2.1.4. Методы фильтрационных расчетов

На основе фильтрационных расчетов определяют устойчивость флютбета на всплывание, устанавливают фильтрационную прочность грунта основания и определяют потери воды через основание водоподпорных сооружений.

Основой фильтрационных расчетов служит закон Дарси:

$$v = KI, \quad (2.7)$$

Расход фильтрационного потока определяют по формуле:

$$Q = K_{\phi} \omega I, \text{ или } Q = K_{\phi} \omega (h_1 - h_2)/l, \quad (2.8)$$

где v — скорость фильтрации; K_{ϕ} — коэффициент фильтрации; I — градиент напора (потери напора по пути фильтрационного потока на единицу длины по направлению движения потока).

Закон Дарси отражает ламинарный режим фильтрационного потока

и наблюдается в широкой области изменения скоростей. Этот закон применим для всех грунтов, за исключением, может быть, галечниковых, при больших скоростях.

Основные методы расчета. Существующие методы фильтрационных расчетов можно разделить на три группы.

Первая группа — гидромеханические, основанные на рассмотрении вопроса о движении фильтрационного потока как задачи математической физики. Этими методами можно аналитически определить все параметры фильтрационного потока и построить гидродинамическую сетку (подобную сетку с приближением можно построить от руки). Расчеты по гидромеханическим методам показывают, что изменение напора по длине подземного контура происходит по кривой; при этом на начальном участке кривая имеет выпуклость вверх, а на конце — вниз (рис. 2.5).

Вторая группа — экспериментальные методы. Среди них наибольшее распространение получил метод ЭГДА (электродинамических аналогий). При помощи этого метода строят гидродинамическую сетку для любых подземных контуров флютбета.

Применяют также экспериментальный метод исследования фильтрации в грунтовых лотках на моделях гидротехнических сооружений. Наглядную картину движения фильтрационного потока в основании водоподпорных сооружений можно получить в щелевом лотке (гидроинтеграторе). Такие исследования основаны на аналогии

между фильтрацией в грунте и в щели, образованной параллельными стенками, между которыми дан подземный контур сооружения.

Третья группа — гидравлические методы, основанные на приближенном решении задачи. Это наиболее распространенные методы, используемые в практических расчетах.

В гидравлических методах расчета характер изменения напора между переломными точками флютбета принимают прямолинейным; при этом в конце флютбета ординаты будут меньше, а в начале — больше. Такое допущение не вносит существенных ошибок при определении противодействия на отдельные участки флютбета. В конце флютбета толщину его обычно принимают без расчета (конструктивно).

Экспериментальный метод ЭГДА. В методе ЭГДА используют аналогию между стационарным движением грунтового потока в пористой среде и электрическим током в токопроводящей, поскольку в обоих случаях справедливо уравнение Лапласа.

Решение задачи методом ЭГДА проводят на электрической модели, которую называют прибором ЭГДА.

В соответствии с законом моделирования электрическая модель должна представлять изучаемую область фильтрации в некотором линейном масштабе; при этом коэффициент электропроводности модели принимают пропорциональным коэффициенту фильтрации и соблюдают подобие граничных условий.

В приборе ЭГДА (рис. 2.6, а) водо-

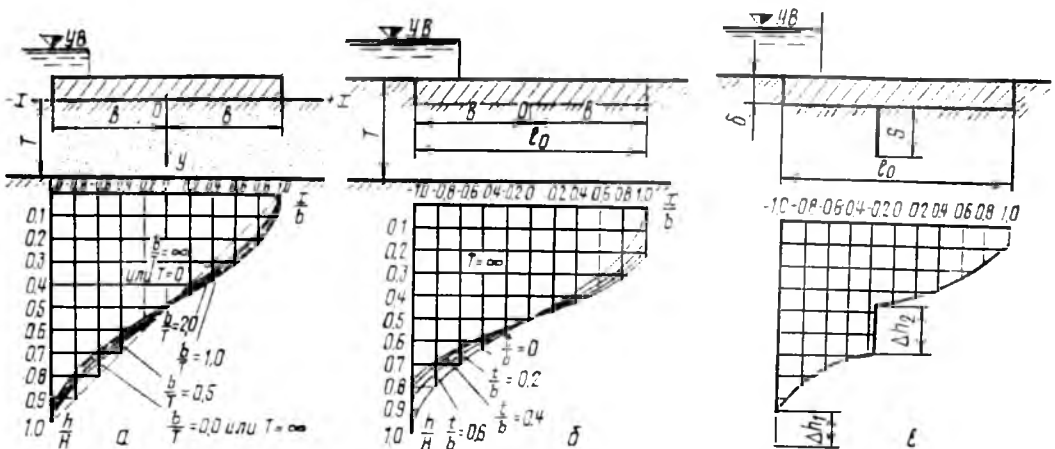


Рис. 2.5. Эпюры напоров на горизонтальной проекции контура по гидромеханическому методу: а, б, в — флютбеты соответственно плоский незаглубленный, плоский заглубленный, со шпунтовой стенкой; Δh_1 , Δh_2 — потери на входе и вертикальных путях.

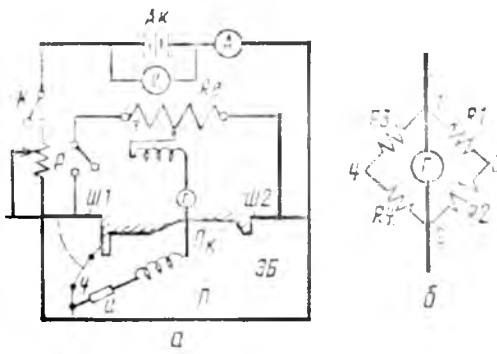


Рис. 2.6. Схема прибора-интегратора ЭГДА: а — схема контура и электрические цепи; б — схема мостика Уитстона.

проницаемый грунт моделируется специальной электропроводной бумагой, электрическими растворами или металлической фольгой. Подземный контур в принятом масштабе вырезают в электропроводной среде, а на участках бьефов сооружения присоединяют шины Ш₁—Ш₂.

Электрическая цепь прибора состоит из двух ветвей — питательной и измерительной. В питательную ветвь входят источник постоянного тока А_к, ключ К, реостат Р, амперметр А, вольтметр V, токопроводящее поле П. Измерительная ветвь идет от Ш₁ к Ш₂. На этом участке включается реохорд R_ε, к ползунку которого присоединяют проводник с подключенным к нему гальванометром Г, проводник оканчивается иглой-шупом.

Прибор ЭГДА работает по схеме мостика Уитстона (рис. 2.6, б). При помощи иглы-шупа для заданного напряжения на токопроводящем поле находят точки равного потенциала. Этому будет соответствовать выполненные условия:

$$R_1/R_2 = R_3/R_4, \quad (2.9)$$

где R₁, R₂, R₃, R₄ — соответственно сопротивления ветвей 1...4, 1...3, 4...2, 3...2.

Элементы гидродинамической сетки и ее свойство. Гидродинамическая сетка образуется линиями двух направлений, пересекающимися под прямым углом (рис. 2.7).

Семейство линий, идущих от поверхности дна верхнего к поверхности дна нижнего бьефа, представляют линии тока, а семейство линий, идущих от подземного контура к водоупору, — линии равного напора. Полосу, ограниченную соседними линиями тока, на-

зывают лентой расхода, а полосу между линиями равного напора — поясом давлений.

Подземный контур является первой линией тока, а водоупор — последней. При неограниченной глубине водопроницаемого основания сетку строят с использованием условного водоупора — активной зоны фильтрации.

Область фильтрации, занятую гидродинамической сеткой, разбивают линиями тока и линиями равного напора (давления) на криволинейные квадраты с равными диагоналями.

Гидродинамические сетки обладают следующими свойствами: через каждую ленту расхода проходит одинаковый расход, а в пределах каждого полного пояса давления гасится одинаковый напор $\Delta h = H/P$; квадраты сетки в любой ленте расхода могут быть разбиты на более мелкие с соблюдением условий, требуемых для построения криволинейных квадратов; скорости в пределах ленты расхода непостоянны (неравномерное движение): чем больше размер квадрата, тем меньше скорость, и наоборот.

По гидродинамической сетке можно определить все значения фильтрационного потока — напоры, а по эпюре напоров — силу фильтрационного противодействия, скорости и фильтрационные расходы.

Напор в любой точке области фильтрации определяют по зависимости:

$$h_x = nH/P, \quad (2.10)$$

где n — число поясов давлений, отсчитываемых от конца водонепроницаемой части флютбета; H — действующий напор; P — общее число поясов давлений в сетке.

Если пояса давлений отсчитывать со стороны верхнего бьефа от начала флютбета, то по формуле (2.10) можно определить потерянный напор до рассматриваемой точки.

При определении градиента напора следует взять две точки по направ-



Рис. 2.7. Гидродинамическая сетка: 1 — флютбет; 2, 3 — верховая и низовая шпунтовые стенки; 4 — лента расхода; 5 — пояс давлений.

лению линии тока, определить разность напоров между ними и разделить на расстояние между этими точками l по линии тока:

$$I_{cp} = (h_n - h_{n+1})/l. \quad (2.11)$$

Удельный фильтрационный расход Δq , проходящий через одну ленту расхода:

$$\Delta q = K_{\phi} H/l, \quad (2.12, a)$$

а суммарный фильтрационный расход, проходящий в основании сооружения:

$$q = K_{\phi} L H/l, \quad (2.12, б)$$

где L — число лент расхода.

Средние скорости в любом криволинейном квадрате:

$$v_{cp} = \Delta q/\Delta S, \quad (2.13)$$

где ΔS — средний размер квадрата, нормальный к линии тока.

Изменение скорости на участке выхода фильтрационного потока можно показать графически в виде кривой (см. рис. 2.7). Для ее построения из середины каждого квадрата следует отложить отрезки, равные скоростям, вычисленным по формуле (2.13), и вершины их соединить кривой.

Аналогично можно получить и кривую изменения суммарного фильтрационного расхода. Для этого в конце каждого квадрата нужно отложить отрезки суммарных расходов (вначале q , затем $2q$ и т. д.) и вершины их соединить кривой.

2.1.5. Метод коэффициентов сопротивлений

Основы метода. Движение фильтрационного потока в основании сооружения рассматривают как в напорной трубе; при этом учитывают потери как местные, так и по длине подземного контура, оцениваемые коэффициентами сопротивлений. Этот метод разработан Р. Р. Чугаевым и является приближенным.

Используя этот метод, можно определить напоры в переломных точках контура, построить эпюру напоров, вычислить максимальные градиенты по дну нижнего бьефа, найти фильтрационный расход и оценить фильтрационную прочность грунта основания. Подземный контур флюэта упрощается,

возможны только три типовых — входной и выходной, внутренний вертикальный и горизонтальный.

Каждому из этих участков контура отвечает фрагмент основания, ограниченный с боков кривыми (прямыми), которые проводят из переломных точек контура. Они представляют, с некоторым приближением, линии равного напора. Для фильтрационных расчетов фрагментирования основания не требуется, оно лишь наглядно показывает участки контура, для которых определяют коэффициенты сопротивлений. Для каждого участка подземного контура определяют коэффициент сопротивления ζ , пропорционально которому распределяется напор, по формуле:

$$h_1 = \zeta_1 H/\Sigma \zeta; \quad h_2 = \zeta_2 H/\Sigma \zeta; \quad \dots \quad h_n = \zeta_n H/\Sigma \zeta \quad (2.14)$$

где h_1, h_2, \dots, h_n — потери напора соответственно в 1, 2... n -м участках по порядку; $\zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_n$ — коэффициенты сопротивлений этих же участков; $\Sigma \zeta$ — сумма всех коэффициентов сопротивлений.

Удельный фильтрационный расход, проходящий в основании сооружения, определяют по формуле:

$$q = K_{\phi} H/\Sigma \zeta. \quad (2.15)$$

Активные зоны фильтрации и расчетное положение водоупора. Численные значения ζ зависят только от геометрических размеров контура и глубины водопроницаемого слоя основания. Но начиная с некоторой глубины, значения ζ изменяются незначительно. Учитывая это, водопроницаемую толщину в основании сооружения ограничивают активной зоной фильтрации. В методе коэффициентов сопротивлений принимают две активные зоны фильтрации: по напору $T_{акт}$ и по выходному градиенту $T_{акт}$.

Активную зону фильтрации по напору определяют в зависимости от отношения l_0/S_0 (l_0 и S_0 — соответственно горизонтальная и вертикальная проекции подземного контура):

l_0/S_0	>5	$5 \dots 3,4$
$T_{акт}$	$0,5 l_0$	$2,5 S_0$
l_0/S_0	$3,4 \dots 1$	$1 \dots 0$
$T_{акт}$	$0,8 S_0 + 0,5 l_0$	$S_0 + 0,3 l_0$

Глубину активной зоны по выходному градиенту принимают равной:

$$T_{акт} = (1,75 \dots 2) T_{акт}. \quad (2.16)$$

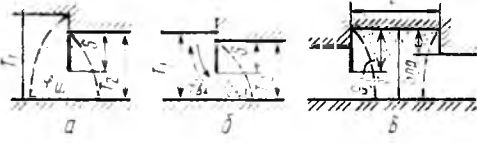


Рис. 2.8. Расчетные элементы подземного контура и фрагменты основания:
 а — внутренний; б — выходной (входной); в — горизонтальный.

Действительный водоупор T_d может быть расположен как выше, так и ниже границы активной зоны. При определении противодействия $T_{рас}$ определяют из следующих условий:

$$\begin{aligned} \text{если } T_{акт} > T_d, \text{ то } T'_{рас} &= T_d; \\ \text{если } T'_{акт} < T_d, \text{ то } T'_{рас} &= T'_{акт}. \end{aligned} \quad (2.17)$$

Тот же принцип определения расчетного положения водоупора принимают и по выходному градиенту с учетом зависимости (2.17).

При определении фильтрационного расхода принимают $T_{рас} = T_d$. Для каждой из этих расчетных глубин определяют коэффициенты сопротивлений.

Если при определении ζ на участке имеются две глубины T_1 и T_2 , за T_2 принимают большую.

Зависимости для определения коэффициентов сопротивлений. Расчетные участки подземного контура и геометрические размеры их для определения коэффициентов сопротивлений показаны на рисунке 2.8

Для определения коэффициентов сопротивлений типовых участков упрощенного подземного контура служат следующие формулы:

участок контура с внутренней шпунтовой стенкой (см. рис. 2.8, а), когда $0 < S/T_2 \leq 0,8$ (случай, обычно встречающийся при расчетах):

$$\begin{aligned} \zeta_{ш} &= \frac{T_1 - T_2}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \\ &+ \frac{0,5S/T_2}{1 - 0,75S/T_2}; \end{aligned} \quad (2.18)$$

Участок контура на входе и выходе (см. рис. 2.8, б):

$$\zeta_{вх} = \zeta_{вых} = \zeta_{ш} + 0,44, \quad (2.19)$$

где $\zeta_{ш}$ определяют по формуле (2.18). По формуле (2.19) отдельно вычисляют ζ входного и выходного участков, учитывая, что геометрические размеры их неодинаковы;

горизонтальный участок контура (см. рис. 2.8, в):

$$\zeta_{гор} = l - 0,5(S_{лев} + S_{пр}), \quad (2.20)$$

где $S_{лев}$, $S_{пр}$ — вертикальные пути фильтрации (шпунтовые стенки, уступы), расположенные по концам горизонтального участка — слева и справа. Формула справедлива при $l > 0,5(S_{лев} + S_{пр})$.

Эпюры напоров и максимальные выходные градиенты. Эпюры напоров чаще строят на горизонтальной проекции подземного контура, но можно выполнять их и по развернутой длине, когда необходимо определить фильтрационное давление на вертикальные пути фильтрации.

В концевой части эпюр ординаты напоров получаются несколько завышенными по сравнению с точными решениями. При фильтрационных расчетах крупных речных сооружений их значения уточняют, используя графики и зависимости, приведенные в специальной литературе [3].

В месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф будут максимальные выходные градиенты, значения которых определяют по формуле:

$$I_{вых} = \frac{H}{T_1} \cdot \frac{1}{\alpha \Sigma \zeta''}, \quad (2.21)$$

где $\Sigma \zeta''$ — сумма коэффициентов сопротивлений при $T_{рас}$; α — коэффициент, определяемый по графику, приводимому в специальной литературе [23].

Для случая $0,7 \leq T_2/T_1 \leq 1,4$ значение α можно вычислить приближенно по формуле:

$$\alpha = \sqrt{\sin \left| \frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} + \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right|}. \quad (2.22)$$

2.1.6. Особые случаи фильтрации

Метод удлиненной контурной линии. В основу метода, разработанного Р. Р. Чугаевым, положено допущение о линейном изменении напора по длине подземного контура с учетом более эффективных потерь напора на входных и выходных вертикальных участках контура. Этот метод позволяет построить эпюру напоров и определить градиенты напора по отдельным участкам контура (входе, выходе и по длине между ними).

Напор рассчитывают на глубину $T_{рас}$ с использованием виртуальной длины $L_{вир}$, определяемой по зависимости:

$$L_{вир} = L_{д} + 2 \cdot 0,44 T_{рас}. \quad (2.23)$$

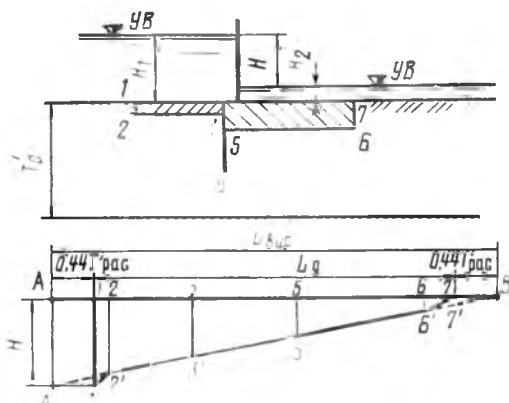


Рис. 2.9. Эпюры напоров по методу удлинненной контурной фильтрации.

Графически виртуальная длина получается, если в обе стороны от концов действительной длины развернутого контура L_d отложить отрезки, равные $0,44 T_{рас}$. Этими отрезками учитывают дополнительные потери напора на входных и выходных участках контура.

Эпюры напоров вначале строят на виртуальной длине контура (линия $A-B$ на рис. 2.9), а затем корректируют на действительной длине контура. Для этого из точки 2 вертикального участка опускают вертикаль до пересечения с линией $A-B$. Отрезку линии 1...2 соответствует градиент напора на входном участке $I_{вх}$.

Аналогично эпюру напоров корректируют и на конечном вертикальном участке контура. Отрезок 6...7 соответствует значению $I_{вых}$.

При такой перестройке ординаты эпюры напоров для точек действительного развернутого контура будут расположены на ломаной линии $1'...2'...3'...5'...6'...7'$.

Градиент напора вдоль горизонтальных участков контура равен:

$$I_{г,н} = H / (L_d + 0,88 T_{рас}^2). \quad (2.24)$$

Максимальный выходной градиент напора приближенно равен:

$$I_{вых} = h_{вых} / l_{вых}, \quad (2.25)$$

где $l_{вых}$ — длина концевого вертикального участка; $h_{вых}$ — потери напора, взятые с эпюры, построенной при $T_{рас} = T_{акт}$ (на рис. 2.9 это ордината 6...6').

Фильтрация в однородно-анизотропных грунтах. Расчет в таких грунтах основан на использовании искусственного приема и состоит в замене одно-

родно-анизотропного грунта на однородно-изотропный, эквивалентный в фильтрационном отношении. Для этого используют метод искажения путей фильтрации, изменяя горизонтальные размеры флютбета на значение:

$$a = \sqrt{K_{гор} / K_{вер}}, \quad (2.26)$$

где $K_{гор}$, $K_{вер}$ — коэффициенты фильтрации грунта по горизонтальному и вертикальному направлениям в однородно-анизотропном грунте.

В результате такого искажения получают эквивалентную схему флютбета с однородно-изотропным грунтом (рис. 2.10, а, б) и с коэффициентом фильтрации, равным:

$$K_{\phi} = \sqrt{K_{гор} K_{вер}}. \quad (2.27)$$

По искаженной схеме определяют параметры фильтрационного потока одним из рекомендованных методов, а затем их переводят на реальную схему флютбета, используя показатель a .

Фильтрация в однородно изотропных слоистых грунтах с различным значением K_{ϕ} . Расчет таких схем основан на получении искаженной схемы с приведенной глубиной $T_{пр}$ и постоянным приведенным коэффициентом фильтрации $K_{пр}$ (рис. 2.10, в, г).

Приведенный коэффициент определяют по формуле:

$$K_{пр} = (K_1 T_1 + K_2 T_2 + \dots + K_n T_n) / T_{пр}. \quad (2.28)$$

Приведенная глубина (виртуальная) будет равна:

$$T_{пр} = \frac{K_1}{K_{пр}} T_1 + \frac{K_2}{K_{пр}} T_2 + \dots + \frac{K_n}{K_{пр}} T_n. \quad (2.29)$$

Рассчитать такие схемы можно для любого грунта.

Фильтрация в тонкослоистых чередующихся слоях однородно-изотропных грунтов с различными значениями K_{ϕ} . Такие схемы рассчитывают методом приведения в два приема (рис. 2.10, д, е). Вначале основание приводят к однородно-анизотропному грунту, коэффициенты фильтрации которого в вертикальном направлении определяют по формуле:

$$K_{вер} = \frac{(d_1 + d_2 + \dots + d_n) K_1 K_2 \dots K_n}{d_1 K_1 + d_2 K_2 + \dots + d_n K_n}. \quad (2.30)$$

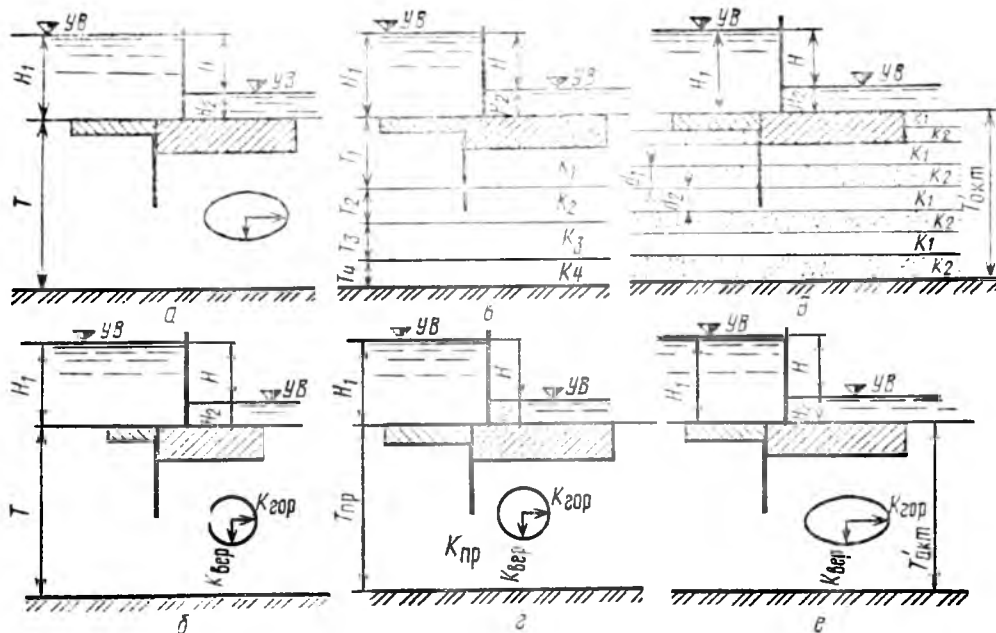


Рис. 2.10. Фильтрация в основании сооружений при грунтах, отличающихся от однородно-изотропных:

a — заданная схема, в основании однородно-анизотропные грунты; *б* — приведенная расчетная схема с грунтом однородно-анизотропным; *в* — схема флюتبета, в основании слой однородно-изотропного грунта с различными значениями K_{ϕ} ; *г* — приведенная расчетная схема с однородно-изотропным грунтом и приведенной глубиной $T_{пр}$; *д* — схема флюتبета, в основании сравнительно тонкие перемежающиеся слои однородно-изотропных грунтов с различными значениями K_{ϕ} ; *е* — приведенная расчетная схема с грунтом однородно-анизотропным.

а в горизонтальном направлении:

$$K_{гор} = \frac{K_1 d_1 + K_2 d_2 + \dots + K_n d_n}{d_1 + d_2 + \dots + d_n} \quad (2.31)$$

После этого расчеты выполняют по методике для фильтрации в однородно-анизотропных грунтах.

2.1.7. Влияние отдельных частей флюتبета на фильтрацию

Дренажем называют устройство, обеспечивающее прием и отвод профильтровавшихся вод и снижение фильтрационного противодавления в пределах водонепроницаемой части подземного контура.

Для устройства дренажей применяют крупные пески, гравий, гальку и их смеси, а также пористый бетон и минеральные волокнистые материалы.

Дренажи позволяют управлять фильтрационным потоком, протекающим под флютбетом, а также в обход береговых стенок (устоев).

Устройство дренажей под рисбермой обеспечивает безопасный выход фильтрационного потока в нижний бьеф (рис. 2.11, *a*). Дренаж под водо-

боем наряду с отводом профильтровавшейся воды частично (если он расположен только в концевой части водобоя) или полностью (при расположении по всей длине водобоя) снимает фильтрационное противодавление на водобойную плиту (рис. 2.11, *б*).

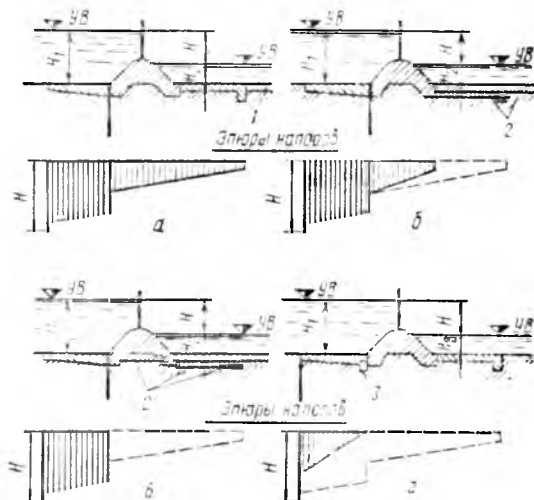


Рис. 2.11. Размещение дренажей по подземному контуру:

a — за водобоем, под рисбермой; *б* — под водобоем; *a* — под телом плотины; *б* — в конце понура; 1 — дренаж; 2 — плоский дренаж; 3 — дренажная галерея.

При расположении под плотиной (рис. 2.11, в) дренаж выполняет те же задачи, что и под водобоем. Допустимо применять дренаж и в конце понура (рис. 2.11, г); для увеличения пути фильтрации и тем самым снижения градиента напора до допустимого в начале понура ставят шпунтовую стенку.

При расположении под водонепроницаемыми частями флютбета дренажи должны быть связаны между собой и должен быть обеспечен беспрепятственный отвод профильтровавшейся воды в нижний бьеф.

Включение шпунтовых стенок в подземный контур приводит к увеличению фильтрационного пути, в результате чего уменьшаются гидравлические градиенты, повышается фильтрационная прочность грунта основания и снижается за стенкой (на водонепроницаемых участках контура) фильтрационное противодавление.

В подземном контуре шпунтовые стенки могут быть одно-, двух- и многорядными. Двух- и многорядные стенки следует применять только в исключительных случаях, при надлежащем обосновании. Существует три схемы расположения однорядных шпунтовых стенок: в начале понура, в конце понура (перед водобоем), в конце водобоя. Схему со шпунтовой стенкой в

конце водобоя применять не рекомендуется, так как увеличивается фильтрационное противодавление на водобой. Оптимальной является схема со шпунтовой стенкой в конце понура.

В стыках между шпунтовыми сваями при забивке их в грунт неизбежно образуются щели, через которые проходит фильтрационный поток, увеличивающий фильтрационные силы за шпунтовыми стенками. Водопроницаемость шпунтовых стенок может учитываться по двум схемам. В первой водопроницаемый слой грунта основания прорезают на всю глубину шпунтовой стенкой, во второй она остается висячей.

Водопроницаемость стенки в первой схеме учитывают заменой ее на грунтовое ядро толщиной φ , равной 100...200 м и эквивалентной в фильтрационном отношении. Указанная толщина недостаточно обоснована; если щели между шпунтовыми сваями уплотнить, то может возникнуть быстрая их кольматация и значение φ можно снизить до 50 м и меньше.

Схемы и график для фильтрационных расчетов с учетом водопроницаемости шпунтовых линий приведены на рисунке 2.12. Водопроницаемость висячей стенки (см. рис. 2.12, б) учитывают корректировкой коэффициента сопротивления по зависимости:

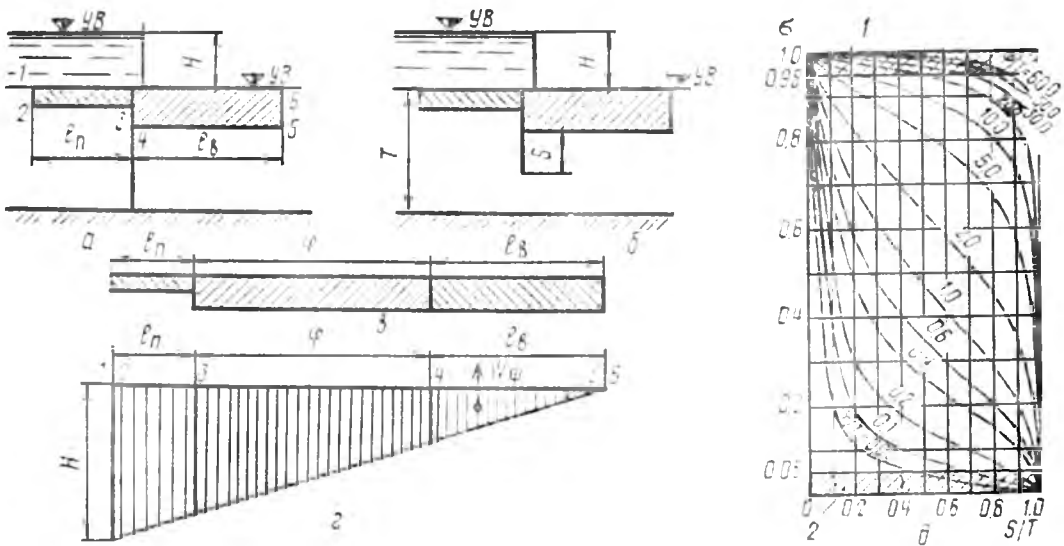


Рис. 2.12. Схемы и график для фильтрационных расчетов с учетом водопроницаемости шпунтовых линий:

а, б — заданные схемы флютбета со шпунтовой стенкой, врезанной в водопор, и с висячей шпунтовой стенкой; в — расчетная схема флютбета с заменой шпунтовой стенки на эквивалентную призму из грунта; г — эюры напорев с учетом водопроницаемости шпунтовой (висячей) стенки; д — график для определения коэффициента σ при учете водопроницаемости шпунтовой (висячей) стенки; 1 — область практической водонепроницаемости грунта; 2 — область практически абсолютной водонепроницаемости грунта.

$$\zeta = \zeta_{\text{с.ш}} + \sigma(\zeta_{\text{непр}} + \zeta_{\text{с.ш}}), \quad (2.32)$$

где $\zeta_{\text{непр}}$ — коэффициент сопротивления участка со шпунтовой стенкой при условии полной ее водонепроницаемости; $\zeta_{\text{с.ш}}$ — коэффициент сопротивления того же участка, но при отсутствии шпунтовой стенки; σ — коэффициент, определяемый по графику (см. рис. 2.12, д) в зависимости от S/T и φ/T ; S — глубина забивки шпунтовой стенки; T — среднее значение из глубин T_1 и T_2 , измеренных слева и справа от стенки до действительного водопора; φ — размер грунтового ядра.

Эффективность гашения напора по отдельным участкам подземного контура неодинакова. В однородно-изотропных грунтах гашение напора зависит от взаимного расположения вертикальных и горизонтальных участков контура, длины их, а также от числа и расположения фокусов размыва (Н. Н. Павловский), к которым относятся внешние точки перелома контура, резкие изменения направления движения фильтрационного потока, а также острия шпунтовых свай.

Эффективность гашения напора по отдельным участкам контура оценивают сравнением градиентов напора на этих участках.

2.1.8. Фильтрационные деформации

Понятие о фильтрационных деформациях. Фильтрационный поток воздействует на частицы грунта и при некоторых условиях приводит к перемещению их. Такие перемещения называют *фильтрационными деформациями*, а способность сопротивляться деформациям — *фильтрационной прочностью* грунта.

Различают два вида фильтрационных деформаций — безопасные и опасные (недопустимые). Гидротехнические сооружения на грунтовых основаниях проектируют с таким условием, чтобы опасных (недопустимых) фильтрационных деформаций не было.

Под воздействием фильтрационного потока частицы грунта испытывают силовое воздействие. Если сила сопротивления частиц грунта его перемещению будет больше фильтрационной силы, деформации не будет.

Отсутствие или наличие фильтрационных деформаций оценивают по градиентам напора и показателям грунта.

Вид фильтрационных деформаций.

В дисперсных грунтах различают следующие основные понятия, связанные

с фильтрационными деформациями: общую фильтрационную прочность грунта основания, суффозию, контактные размыв и выпор (отслаивание), фильтрационный выпор.

Общая фильтрационная прочность грунта основания. Ее оценивают по формуле:

$$I_{\text{к}}^{\text{р}} \leq I_{\text{к}}^{\text{сп}}/K_{\text{н}}, \quad (2.33)$$

где $I_{\text{к}}^{\text{р}}$ — осредненный градиент напора в расчетной области фильтрации; $K_{\text{н}}$ — коэффициент надежности, определяемый в соответствии с требованием СНиП; $I_{\text{к}}^{\text{сп}}$ — осредненный расчетный критический градиент напора, принимаемый по таблице 2.1.

2.1. Определение расчетного критического градиента напора в зависимости от грунта основания

Грунт основания	$I_{\text{к}}^{\text{сп}}$	Грунт основания	$I_{\text{к}}^{\text{сп}}$
Песок:		Глина	1,20
крупный	0,45	Суглинок	0,65
средней	0,38		
крупности			
мелкий	0,29		

Значение $I_{\text{к}}^{\text{р}}$ для оснований I и II классов определяют по результатам исследований методом ЭГДА. В остальных случаях допускается определять его приближенными расчетными методами коэффициентов сопротивления, фрагментов, удлиненной контурной линией и др.

По методу коэффициентов сопротивления значение $I_{\text{к}}^{\text{р}}$ (контролирующий градиент) вычисляют по формуле:

$$I_{\text{к}}^{\text{р}} = H / T_{\text{рас}} \Sigma \zeta, \quad (2.34)$$

где H — расчетный напор на сооружение; $T_{\text{рас}}$ — расчетная глубина до водопора; $\Sigma \zeta$ — суммарный коэффициент сопротивлений, вычисляемый при $T_{\text{рас}}$.

Отсутствие деформаций грунта основания обеспечивается условием $I_{\text{к}}^{\text{р}} \gg I_{\text{к}}$.

Суффозия. Различают два вида суффозии — механическую и химическую. Механическая суффозия — это перемещение мелких частиц грунта через крупные поры в грунтовом массиве под воздействием фильтрационного потока. Такая суффозия может быть внутренней, когда частицы грунта перемещаются внутри грунтового массива, и внешней, когда частицы выносятся фильтрационным потоком из грунтового массива. Химическая суф-

фозия характеризуется растворением содержащихся в грунте водорастворимых солей с выносом их фильтрационным потоком. Суффозия в несвязных грунтах зависит от градиента напора и коэффициента неоднородности и при $\eta = d_{60}/d_{10} < 10...20$ она отсутствует.

Кривая связи $I_{раз}^c = f(\eta)$ приведена на рисунке 2.13, а, пунктирная линия показывает пределы допустимых значений.

Химическая суффозия является предметом специального рассмотрения и здесь не приводится.

Контактный размыв. Такой вид деформации возникает под воздействием фильтрационного потока, движущегося по контакту двух слоев грунта различной крупности. Контактный размыв оценивают по допустимому градиенту $I_{доп}$. На графике (рис. 2.13, б) приведены разрушающие градиенты в зависимости от показателя $D_{10}/(d_{10} \text{tg } \varphi)$.

Экспериментальные исследования показали значительный разброс точек на поле графика. Одна из возможных кривых для средних условий приведена на рисунке 2.13, б.

Контактный выпор. Это вид деформаций, когда происходят отслаивание и выпор частиц грунта в зоне контакта из слоя с мелкими фракциями в слой с более крупными. Различают контактный выпор в несвязных и связных грунтах.

В несвязных грунтах выпор оце-

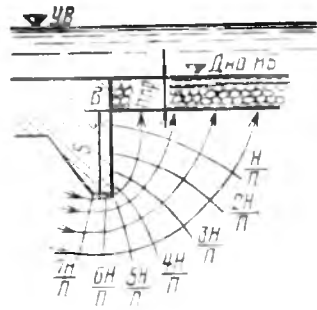


Рис. 2.14. Схема к расчету выпора грунта.

нивают допускаемыми градиентами, параметром $\frac{D_{ф0}}{d_{60}} \frac{n_{г0}}{\text{tg } \varphi_{взв}}$ и коэффициентом неоднородности (рис. 2.13, в).

В связных грунтах оценку выпора проводят по графику (2.13, г). Поле графика разделено на две области — допускаемых (I) и недопускаемых (II) характеристик грунта. Если пересечение двух параметров, отложенных по осям координат, окажется в области допускаемых характеристик, выпора не будет. При использовании графика для несвязных грунтов ставится условие: при фильтрации снизу вверх коэффициент влажности грунта $G \geq 0,95$ и минимальный размер пор более крупного грунта $D_{min} \leq 3$ мм.

Фильтрационный выпор. Вид фильтрационных деформаций, когда происходят отрыв и перемещение (подъем) грунта восходящим фильтрационным потоком, называется фильтрационным выпором. Он возникает в месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф в примыкании к водонепроницаемой части фундамента, например водобою (рис. 2.14).

В грунтовом массиве фильтрационную силу определяют по зависимости:

$$\Phi = \gamma_0 VI, \quad (2.35)$$

где V — объем грунта; I — градиент напора в пределах этого объема.

Фильтрационная сила направлена снизу вверх и стремится поднять грунтовый массив. Ей противодействует сила собственного веса грунтового массива.

Из условия предельного равновесия призмы грунта с единичной площадью в основании можно определить критический градиент напора на выпор:

$$I_{кр} = \gamma_{гр}/\gamma_0 - (1 - n), \quad (2.36)$$

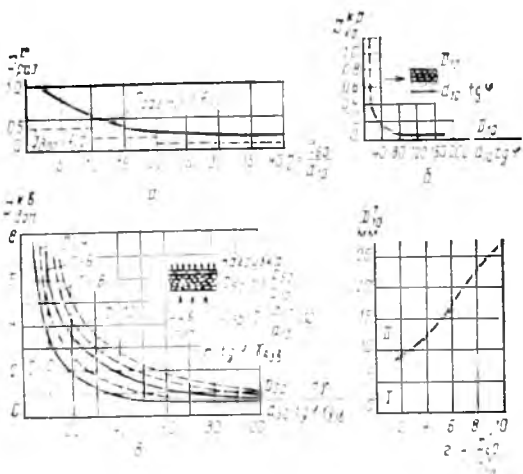


Рис. 2.13. Графики для оценки фильтрационных деформаций: а — суффозия; б — контактный размыв; в — выпор песчаных грунтов; г — контактный выпор связных грунтов.

где $\gamma_{гр}$ и γ_0 — плотность грунта и воды; n — пористость грунта.

Действительный средний градиент напора в месте выхода фильтрационного потока определяют по формуле:

$$I_{дейст}^в = h/S, \quad (2.37)$$

где h — напор на конце вертикального пути фильтрации; S — длина фильтрационного пути.

Сравнением допускаемого градиента с действительным решается вопрос о прогнозе выпора.

2.2. ФИЛЬТРАЦИЯ В СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

2.2.1. Особенности фильтрации в скальных породах

Скальные породы практически водонепроницаемы вследствие малой пористости (0,5...0,8 %); размер пор в этих породах очень мал, поэтому с фильтрацией в них можно не считаться. Вместе с тем в скальных породах имеются системы трещин, размеры которых исчисляются от долей миллиметра до нескольких метров. Происхождение этих трещин связано с тектоническими процессами и выветриванием, а также с результатом производственной деятельности (применение взрывов). Трещины в скальных породах, как правило, заполнены обломочными материалами, за исключением очень мелких трещин, по ним фильтруется вода; причем чем крупнее трещины в массиве, тем больше коэффициент фильтрации. При мелких трещинах фильтрационные расчеты допускается выполнять, считая приближенно фильтрацию подчиняющейся закону Дарси (при этом не учитывается анизотропия, возникающая вследствие произвольно расположенных трещин в массиве). При крупных трещинах фильтрация носит турбулентный характер.

Характеристики фильтрационного потока (уровни, давления, градиенты, расходы) для плотин I, II и III классов определяют методом ЭГДА или другими методами, рекомендованными нормами.

Для плотин IV класса и при предварительных расчетах плотин I, II и III классов характеристики фильтрационного потока допускается определять приближенными аналитическими

методами — коэффициентов сопротивлений и др.

Объемные фильтрационные силы и полное противодействие по контакту следует принимать в расчетах с множителем $\alpha_2 \leq 1$, где α_2 — коэффициент эффективной площади противодействия, а давление воды на основание в верхнем и нижнем бьефах и напорную грань плотины — с множителем $(1 - \alpha_2)$. Для глинистых и скальных грунтов при определении объемных фильтрационных сил и давления воды допускается принимать $\alpha_2 = 0,5$.

2.2.2. Противофильтрационное давление и противофильтрационные устройства в основании плотин

Фильтрационное противодействие. Эпюры противодействий W_ϕ по контакту плотины со скальным основанием при наличии противофильтрационных завес (ПФЗ) и дренажных устройств приведены на рисунке 2.15.

Характерными ординатами эпюр противодействий служат: H_p — расчетный напор воды (у верховой грани плотины); h_3 — остаточный фильтрационный напор на оси ПФЗ; h_d — остаточный фильтрационный напор по оси дренажа.

Значение остаточного фильтрационного противодействия в долях от расчетного напора по оси ПФЗ h_3 и по оси дренажных устройств h_d принимают по таблице 2.2.

Построение эпюры взвешивающего противодействия W_v выполняют так же, как и в сооружениях на грунтовых основаниях. Силу фильтрационного противодействия (на 1 м длины сооружения) определяют как площадь эпюры, умноженной на удельный вес воды. Суммарное противодействие вычисляют по формуле:

$$W = (W_\phi + W_v) \alpha_2, \quad (2.38)$$

где α_2 — коэффициент эффективной площади противодействия.

Противофильтрационные мероприятия в основании плотин (см. 7.1 и 7.2). В качестве противофильтрационных мероприятий применяют завесы (ПФЗ) в виде буровых скважин, в которые нагнетают цементный или иной раствор, или бетонные стенки; применяют и комбинированные завесы, вы-

2.2. Определение остаточного фильтрационного давления

Вид плотин	Сочетание нагрузок на плотину			
	основные		особые	
	h_3/H_p	h_d/H_p	h_3/H_p	H_p/H_p
Гравитационные массивные, с экраном на напорной части, с анкерровкой в основании класса:				
I	0,4	0,20	0,6	0,35
II	0,4	0,15	0,5	0,25
III, IV	0,3	0	0,4	0,15
Гравитационные с расширенными швами, с продольной полостью у основания и контрфорсные плотины I—IV классов	0,4	0	0,5	0
Арочные и арочно-гравитационные I—IV классов	0,4	0,20	0,6	0,35

Примечание. Значения h_3/H_p и h_d/H_p при особых сочетаниях нагрузок относятся только к случаю нарушения нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств при НПУ воды в верхнем бьефе.

полненные частично в виде стенок, частично в виде буровых скважин, в которые нагнетают раствор, а также понуры и дренаж основания. Особое значение имеют противофильтрационные устройства при наличии в основании плотины тектонических трещин.

В малотрещиноватых породах главным противофильтрационным устройством служит дренаж, при значительном водопоглощении необходимо устройство завесы. Фильтрационные свойства скального основания существенно зависят от напряженно-деформированного состояния. Под действием растягивающих напряжений могут возникнуть зоны разуплотнения, зоны сжатия могут стать водонепроницаемыми.

При незначительной толщине проницаемых пород завесу доводят до кровли водонепроницаемых пород — до зоны с удельным водопоглощением буровой скважины q , принимаемым в зависимости от напора на сооружение H :

$H, м$	<30	$30...100$	>100
$q, л/мин$	$0,05$	$0,03$	$0,01$

На практике глубина ПФЗ составляет обычно $0,5...1 H$.

На плотине Мовуазен (Швейцария) высотой 236 м глубина завесы равна 220 м.

Толщину цементационной завесы назначают из условия обеспечения допустимых градиентов на завесе $I_{max} < I_{доп}$, где максимальный градиент

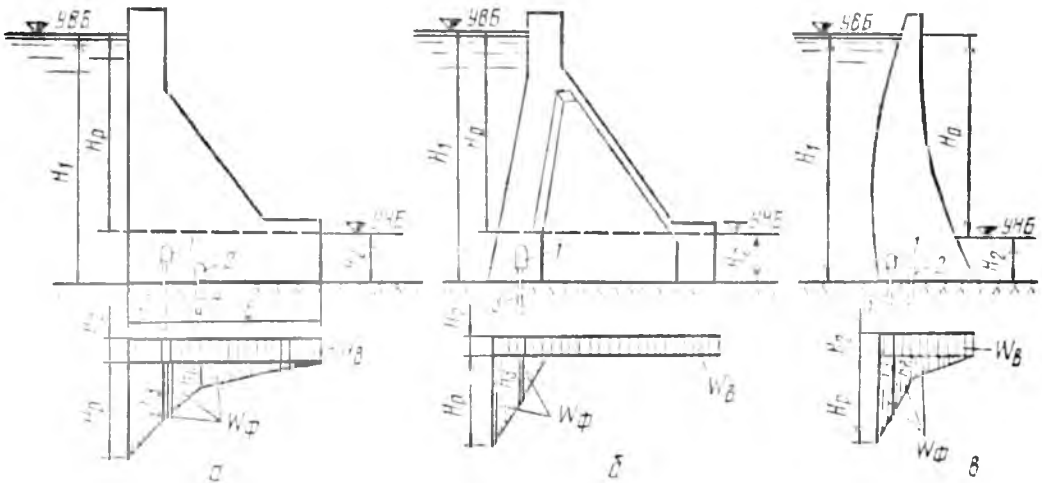


Рис. 2.15 Эпюры противо давлений по контуру плотины со скальным основанием, при наличии противофильтрационной завесы и дренажных устройств:

а б, в — плотины соответственно гранитная массивно-контрфорсная арочная; 1, 2 — цементационная и дренажная галереи; 3 — цементационная завеса; 4 — вертикальный дренаж.

напора в теле завесы I_{\max} приближенно равен разности давлений фильтрационного потока H (до и после завесы), деленной на ее толщину:

$$I_{\max} = H\Delta/l,$$

где H — действующий напор; l — толщина завесы. При отношении подошвы плотины B к глубине завесы $h_{ц.з}$ менее 1 коэффициент приведения $\Delta=0,75...0,85$; при $B/h_{ц.з}=1...2$ $\Delta=0,7...0,75$; при $B/h_{ц.з}=2$ $\Delta=0,65...0,7$; при отсутствии дренажа основания коэффициент Δ уменьшают на 20...25 %.

Число рядов скважин принимают из условия обеспечения толщины завесы l . Обычно предусматривают местное усиление завесы дополнительными рядами неглубоких скважин, располагаемых у подошвы около напорной грани или в пределах самой завесы (сопрягающая цементация).

Расстояние между рядами скважин и между скважинами в ряду принимают обычно от 1,4...2 до 3...4 м. Оно зависит от степени трещиноватости скалы. Диаметр скважин равен 45...76 мм (до 100 мм). Цементация эффективна при ширине раскрытия трещин $\delta > 0,1$ мм. Давление нагнетания (1...3 МПа) зависит от консистенции раствора и ширины трещин. При отсутствии пригрузки бетона, например в береговой завесе, цементацию начинают при небольшом давлении $\approx 0,05$ МПа).

Противофильтрационная завеса может быть вертикальной и наклонной (при вертикальных или близких к вертикальным трещинах). Допускаемые градиенты для противофильтрационных завес приведены в таблице 2.3.

2.3. Допускаемые градиенты для противофильтрационных завес

Высота плотины H , м	Водопроницаемость тела завесы		Градиент J доп
	удельное водопоглощение a не более, л/мин	коэффициент фильтрации K_f не более, см/с	
Более 100	0,01	$1 \cdot 10^{-5}$	30
60...100	0,03	$6 \cdot 10^{-6}$	20
Менее 60	0,05	$10 \cdot 10^{-6}$	15

В слабых породах, не допускающих высоких давлений нагнетания, и в полускальных с глинистым заполнителем трещин целесообразно устройство противофильтрационных стенок: непре-

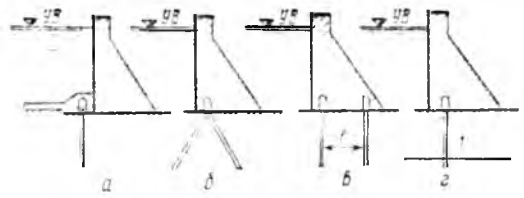


Рис. 2.16. Схемы мероприятий по борьбе с химической суффозией:

a — понур и дренаж перед плотиной; $б$ — наклонные завесы (два возможных положения завес); $в$ — две цементационные завесы; $г$ — завесы до нерастворимых пород; 1 — граница нерастворимых пород.

рывных траншейных шириной 0,3...1 м из глины или глиноцемента или в виде подсекающих друг друга буровых скважин d 60...100 см, заполняемых бетоном или глиноцементным раствором.

В скальных основаниях, сложенных легковывелачиваемыми веществами, например гипсом, ангидридом, каменной солью, возможна химическая суффозия. Для недопущения деформаций, связанных с химической суффозией, применяют специальные меры — глубокие противофильтрационные завесы, доходящие до нерастворимых пород, наклонные завесы, отклоняющие фильтрационный поток от участков, где должна быть исключена суффозия. Применяют также дренажи в конце понура и тем самым перехватывают фильтрационный поток, исключая его воздействие на участки основания за дренажем, в которых может быть химическая суффозия. Используют также два ряда завес при расстоянии между ними $l < 0,5(S_1 + S_2)$, где S_1 и S_2 — глубина соседних завес. В этом случае фильтрационный поток будет идти с некоторым приближением от острия одной завесы к острию другой, не поступая в пространство между ними. Схемы мероприятий по борьбе с химической суффозией приведены на рисунке 2.16.

2.3. ФИЛЬТРАЦИЯ В ОБХОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

2.3.1. Общие сведения

Бетонное водоподпорное сооружение обычно примыкает своими торцовыми частями (плечами) к берегам или грунтовым плотинам. В зоне примыкания возникает фильтрационный поток (обходная фильтрация), обтекающий устой и примыкающие к нему

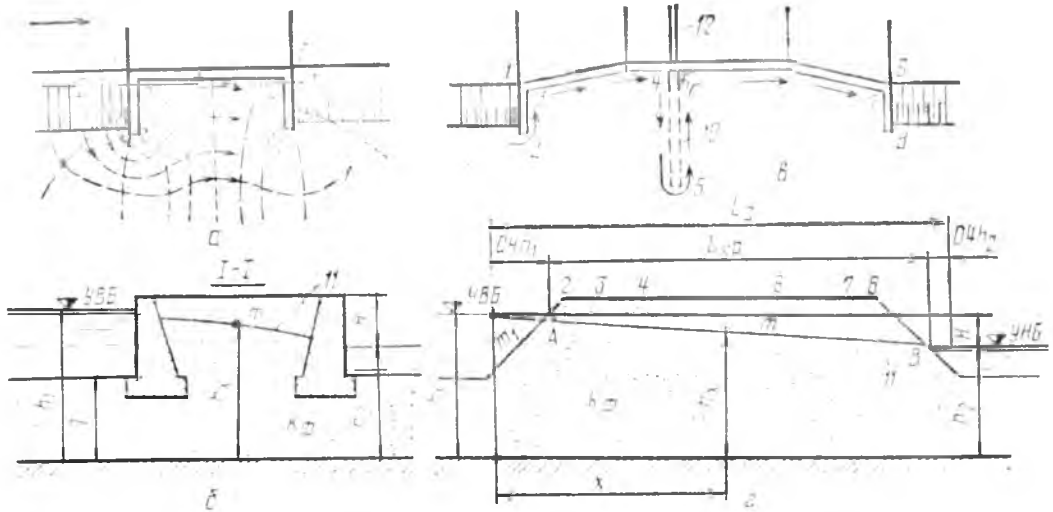


Рис. 2.17. Схема обходной фильтрации:

a — план устоя с обратными стенками; *б* — кривая депрессии в примыкании к устью (в схеме *a*); *в* — план устоя с примыкающими к нему сопрягающими стенками и с диафрагмой; *г* — расчетная схема для фильтрационных расчетов по упрощенному методу Р. Р. Чугаева (в схеме *в*); 1...6 — линия грунта засыпки; 1...9 — развертка устоя; 10 — диафрагма; 11 — кривая депрессии; 12 — линия затворов.

сопрягающие стенки и направленный от верхнего бьефа к нижнему.

При фильтрации в обход устоя получается пространственная картина движения фильтрационного потока, сочетающаяся с напорной фильтрацией под плотиной (2.17, *a*).

Фильтрационный поток, обтекающий береговые устои, является безнапорным. Случай напорной фильтрации за устоем возможен, но он встречается очень редко (в пластах, ограниченных сверху и снизу водоупорами). Обходная фильтрация оказывает силовое воздействие на обтекаемый устой, что приводит к увеличению его размеров. Для уменьшения гидростатического давления фильтрационного потока со стороны засыпки нужно понизить отметки поверхности депрессионной кривой. Это достигается устройством обратных стенок, установкой водонепроницаемых диафрагм и применением дренажа.

2.3.2. Фильтрационные расчеты

Учитывая пространственный характер фильтрационного потока, обтекающего устой, параметры его можно определить, используя для сооружений I и II классов метод ЭГДА.

Упрощенный метод расчета обходной фильтрации. При этом методе принимают плоскую схему по контакту

тыловой поверхности устоя с грунтом засыпки. В грунтовых плотинах линию контакта называют *обходным контуром устоя*.

Задача безнапорной фильтрации в обход тыловой поверхности устоя сводится к построению опоясывающей устой кривой депрессии.

Фильтрацию по тыловой поверхности устоя рассматривают по схеме однородной плотины с дренажем или без дренажа. Характер движения фильтрационного потока за устоем пояснен на рисунке 2.17, *a, б, в*. Расчетная схема такой фильтрации приведена на рисунке 2.17, *г*. Для построения кривой депрессии используют формулу Дюпюи:

$$h_x = \sqrt{h_1^2 - x(h_1^2 - h_2^2)/L_0}, \quad (2.39)$$

где h_x и x — координаты кривой депрессии; L_0 — ширина грунтового массива;

$$L_0 = L_{yp} + 0,4h_1 + 0,4h_2; \quad (2.40)$$

L_{yp} — горизонтальное расстояние между уровнями воды (на рисунке между точками *A* и *B*). Дополнительные потери напора на вход и выход в грунтовом массиве учитываются значениями $0,4h_1$ и $0,4h_2$.

Удельный фильтрационный расход для рассматриваемой схемы равен:

$$q = K_{\phi} (h_1^2 - h_2^2) / (2L_0), \quad (2.41)$$

где K_{ϕ} — коэффициент фильтрации грунта засыпки.

Раздел 3. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ РАСЧЕТОВ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ ПОДПОРНЫХ БЕТОННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

3.1. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА БЕТОННЫЕ ПОДПОРНЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

3.1.1. Нагрузки и воздействия на бетонные гидротехнические сооружения. Сочетания нагрузок и воздействий

Расчеты прочности и устойчивости гидротехнических сооружений выполняются для двух сочетаний нагрузок и воздействий: основное сочетание, состоящее из нагрузок постоянных, временных длительных и кратковременных; особое сочетание, состоящее из нагрузок постоянных, временных длительных, отдельных кратковременных и одной из особых.

Основное сочетание нагрузок и воздействий (рис. 3.1). *Постоянные нагрузки и воздействия* включают: собственный вес сооружения G , в том числе вес постоянного технологического оборудования (затворов, подъемных механизмов и др., местоположение которых неизменно при эксплуатации);

гидростатическое давление W_1 со стороны верхнего бьефа при НПУ;

гидростатическое давление W_2 со стороны нижнего бьефа при минимальном уровне и при уровне, соответствующем максимальному расходу, сбрасываемому при НПУ;

противодавление $W_{п.д.} = W_{ф.} + W_{взв.}$, где $W_{ф.}$ и $W_{взв.}$ — соответственно фильтрационное при НПУ и взвешивающее давление;

вес грунта, сдвигающегося вместе с плотиной, пригрузка анкерных понуров и боковое давление грунта со стороны верхнего и нижнего бьефов.

Временные длительные нагрузки и воздействия включают:

давление наносов E_n ;

температурные воздействия (только для бетонных плотин) для года со средней амплитудой среднемесячных температур.

Кратковременные нагрузки и воздействия включают:

давление льда $W_{л.}$ среднемноголетней толщины;

давление волны $W_{в.}$ при среднемноголетней скорости ветра;

нагрузки от движущихся подъемных, перегрузочных и транспортных устройств (мостовые и подвесные краны и др.) $W_{к.}$;

нагрузки от плавающих тел $W_{пл.}$;

динамические нагрузки при пропуске паводка при НПУ $W_{д.}$.

Особое сочетание нагрузок и воздействий. Оно включает нагрузки основного сочетания, а также одну из следующих:

гидростатическое давление со стороны верхнего и нижнего бьефов при форсированном уровне (вместо W_1 и W_2);

давление фильтрационной воды при нарушении нормальной работы одного из противофильтрационных или дренажных устройств (вместо $W_{ф.}$);

температурные воздействия для года с максимальной амплитудой среднемесячных температур;

давление льда при максимальной многолетней толщине;

давление волны при максимальной многолетней скорости ветра;

динамические нагрузки при паводках при ФПУ;

сейсмические воздействия;

ледовые нагрузки при прорыве затворов и зимних попусках воды в нижний бьеф.

В особое сочетание могут быть включены при обосновании специальные нагрузки: давление воды при раз-



ну.

рушении вышерасположенных сооружений или обрушении в водохранилище неустойчивых скальных массивов; силы, возникающие при разрушении части сооружения, и т. п.

Для строительного и ремонтного случаев сооружения рассчитывают также на основное и особое сочетание нагрузок. Нагрузки принимают для эксплуатационного и строительного случаев в наиболее неблагоприятных возможных сочетаниях с учетом последовательности возведения и загрузки плотины.

3.1.2. Расчеты плотин по предельным состояниям

Отличительная черта метода расчета по предельным состояниям — использование группы статистически обоснованных расчлененных коэффициентов запаса (коэффициентов: сочетаний нагрузок n_c , условий работы $m_{пл}$, надежности K_n , перегрузки n , запаса по материалу K_m) вместо одного (единого) коэффициента запаса.

Расчеты плотин выполняют при этом по двум группам предельных состояний: *первая — по непригодности к эксплуатации* (прекращение эксплуатации может наступить вследствие потери устойчивости или разрушения плотины или ее элементов из-за хрупкого, усталостного или пластического разрушения материала плотины либо основания, из-за опасных подвижек сооружения или основания, из-за появления крупных трещин, грозящих аварией и др.); *вторая — по непригодности к нормальной эксплуатации* (состояние сооружения, затрудняющее его нормальную эксплуатацию, требу-

ющее проведения ремонта, например вследствие увеличения фильтрации и противодавления, раскрытия трещин, появления недопустимых деформаций и др., то есть приводящее к снижению долговечности плотины).

По первой группе предельных состояний выполняют расчеты на общую прочность и устойчивость, а также на местную прочность элементов плотины; по второй — расчеты оснований на местную прочность, сооружений по образованию трещин и деформациям, расчеты раскрытия строительных швов в бетонных и трещин в железобетонных конструкциях.

Оценку наступления предельных состояний осуществляют сопоставлением расчетных усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытий трещин и т. п. с соответствующими критериями несущей способности, сопротивления материалов, нормативных величин раскрытия трещин, деформаций и т. п., устанавливаемых СНиП или техническими условиями.

Оценку наступления предельных состояний первой группы при расчетах общей прочности и устойчивости плотины и основания, а также местной прочности отдельных элементов выполняют по одному из условий:

$$n_c n_p < m_{пл} R / K_n, \text{ или}$$

$$n \cdot \sigma_{расч} m_{пл} \Phi(R_b, R_a) / K_n, \quad (3.1)$$

где n_c — коэффициент сочетания нагрузок; для основного сочетания $n_c = 1$, для особого $n_c = 0,9$, для периода строительства $n_c = 0,95$; $m_{пл}$ — коэффициент условий работы, учитывает особенности работы плотины, ее элементов и основания, а также материалов, вид предельного состояния, связь рабочего и точного расчета, приближенность расчетных схем, связь расчета с условиями эксплуатации, перераспределение силовых факторов и деформаций. При расчетах устойчивости плотин: бетонных и железобетонных на нескальных и полускальных основаниях $m_{пл} = 1$; гравитационных и контрфорсных на скальных основаниях: для поверхностей сдвига, проходящих по трещинам в массиве основания, $m_{пл} = 1$; для поверхностей сдвига, проходящих по контакту бетон — скала и в массиве основания частично по трещинам, частично по монолиту, $m_{пл} = 0,95$; арочных плотин $m_{пл} = 0,75$. При расчетах арочных плотин в широких створах при основном и особом сочетаниях нагрузок без учета сейсма $m_{пл}$ умножают на $m_{ар1} = 1,1$, при расчетах береговых упоров и арочных плотин при сейсме — на $m_{ар2} = 1,1$. При расчетах общей и местной прочности бетонных и железобетонных плотин и их элементов, когда определяющей является прочность бетона в конструкциях: бетонных для основного сочетания нагрузок $m_{пл} = 0,9$; для особого сочетания без сейсма $m_{пл} = 1$; при учете сейсма

3.1. Определение коэффициентов перегрузок

Нагрузка и воздействие	Коэффициент перегрузки η
Собственный вес сооружения	1,05 (0,95)
Вертикальное давление веса грунта	1,1 (0,9)
Боковое давление грунта	1,2 (0,8)
Давление наносов	1,2
Гидростатическое, волновое и фильтрационное давление	1,0
Ледовые нагрузки	1,1
Температурно-влажностные воздействия	1,1
Сейсмические воздействия	1,0

Примечание. Значения η в скобках относятся к случаям, когда применение минимального коэффициента приводит к невыгодному загрузению сооружения. При расчетах общей прочности и устойчивости плотин значение η для нагрузок от веса сооружения, давления грунта, а также температурных, влажностных и динамических принимают равным 1.

$m_{пл} = 1,1$; железобетонных при толщине плиты (ребра) ≥ 60 см $m_{пл} = 1,15$; железобетонных при толщине плиты (ребра) < 60 см $m_{пл} = 1$. Если прочность конструкции определяется ненапрягаемой арматурой в железобетонных элементах, содержащих в поперечном сечении стержней рабочей арматуры менее 10, $m_{пл} = 1,1$; 10 или более — $m_{пл} = 1,15$; сталежелезобетонных — $m_{пл} = 0,8$. При расчетах по второй группе предельных состояний принимают $m_{пл} = 1$; K_n — коэффициент надежности, учитывает: степень ответственности сооружений и значимость последствий тех или иных предельных состояний; недостаточную изученность действительной работы и предельных

состояний сооружений и оснований. Для сооружений I класса $K_n = 1,25$; II — $K_n = 1,2$; III — $K_n = 1,15$; IV — $K_n = 1,1$. Для второй группы предельных состояний $K_n = 1$; N_p — расчетное значение обобщенного силового воздействия; при его вычислении нормативные значения нагрузок и воздействий умножают на коэффициенты перегрузки η (табл. 3.1); R — расчетное значение обобщенной несущей способности сооружения или основания; $\sigma_{расч}$ — расчетное значение напряжения; Φ — функция, вид которой зависит от напряженно-деформированного состояния плотин (см. § 3.3.2); R_b — расчетное сопротивление бетона, равное $R_{прзм}$ или $R_{растяж}$ (табл. 3.2); $R_b = R_{б.норм}/K_{б.м}$; $R_{норм}$ — нормативное сопротивление бетона; $K_{б.м}$ — коэффициент безопасности по материалу; R_a — расчетное сопротивление арматуры; $R_a = R_{а.норм}/K_{а.м}$. Если работа конструкции определяется работой растянутого бетона или не допускается трещинообразование, то в расчетах используют марку бетона по прочности на растяжение (табл. 3.3).

Из выражения (3.1) можно получить значение обобщенного коэффициента запаса K . Так как

$$R/N_p \sim K_n n_c / m_{пл}, \text{ или}$$

$$R/N_p > K, \text{ то } K = K_n n_c / m_{пл}. \quad (3.2)$$

Использование понятия обобщенного коэффициента запаса позволяет сравнивать между собой варианты плотин одного или различных типов; коэффициенты запаса, полученные по результатам расчетов и модельных исследований; новые и ранее построенные сооружения.

3.2. Расчетные сопротивления бетона различных марок для предельных состояний первой группы, $\text{мПа} \cdot 10^{-1}$

Расчетное сопротивление	Марка по прочности на сжатие										
	M75	M100	M150	M200	M250	M300	M350	M400	M450	M500	M600
На осевое сжатие	35	45	70	90	110	135	155	175	195	215	245
На осевое растяжение	3,8	4,8	6,3	7,5	8,8	10,0	11,0	12,0	12,8	13,5	14,5

Примечание. Нормативные сопротивления и равные им расчетные для предельных состояний второй группы приведены в [105].

3.3. Нормативные и расчетные сопротивления бетона по прочности на осевое растяжение, $\text{мПа} \cdot 10^{-1}$

Сопротивление	Марка бетона прочности на осевое растяжение					
	P10	P15	P20	P25	P30	P35
Нормативное и расчетное для предельных состояний второй группы	7,8	11,7	15,6	19,5	23,5	27,0
Расчетное для предельных состояний первой группы	6,0	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0

3.2. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ПОДПОРНЫХ БЕТОННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

3.2.1. Расчеты устойчивости гравитационных плотин на сдвиг в случае нескальных оснований

Общие понятия о сдвиге сооружений на нескальных основаниях. Расчеты устойчивости на сдвиг на нескальных основаниях выполняют по первому предельному состоянию с целью обеспечения несущей способности основания. В состоянии предельного равновесия на всем протяжении рассматриваемой поверхности сдвига справедливо некоторое условие прочности, в качестве которого часто принимают уравнение Кулона — Мора: $\tau_{\text{пред}} = \sigma \text{tg} \varphi + C$.

Зависимость $\tau = f(\sigma)$, характеризующая предельное равновесие грунта, приведена на рисунке 3.2, а. Участок CO (прямолинейный) характеризует диапазон напряжений, отвечающий условиям плоского сдвига. При $\sigma \leq \sigma_0$ происходит плоский сдвиг; при $\sigma_A \leq \sigma_{\text{разр}}$ и $\tau_A \leq \tau_{\text{пред}}$ исключена возможность местного выпора грунта.

Схемы сдвига и критерии их оценки. Сдвиг плотин на нескальных основаниях может происходить по следующим схемам: *плоский сдвиг* (рис. 3.2, б) — непосредственно по поверхно-

сти опирания; его наблюдают при незначительной области пластических деформаций под подошвой или при их отсутствии; *смешанный сдвиг* (рис. 3.2, в) — частично по поверхности опирания сооружения AB , а частично с выпором грунта основания (кривая BCD); его наблюдают при определенном увеличении (по сравнению с плоским сдвигом) нормальных напряжений σ при увеличении зон пластических деформаций у краев фундамента (большие зоны возникают у низовой грани); *глубинный сдвиг* (рис. 3.2, г) — с выпором грунта основания под всей подошвой (по кривой ABC , проходящей через верховое ребро). Глубинный сдвиг имеет место при значительном развитии областей пластических деформаций в основаниях, несущих только вертикальную нагрузку.

Схема плоского сдвига реализуется при выполнении следующих условий:

для оснований, сложенных песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами, при выполнении условия [99]:

$$N_{\sigma} = \sigma_{\text{max}} / B \gamma_{\text{гр}} \leq B, \quad (3.3)$$

где N_{σ} — число моделирования; σ_{max} — максимальное нормальное напряжение;

$$\frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{min}}} = P/F \cdot M/W; \quad (3.4)$$

B — ширина подошвы без учета анкерного понура; $\gamma_{\text{гр}}$ — удельный вес грунта основания; если оно находится ниже уровня грунтовых вод, $\gamma_{\text{гр}}$ принимают с учетом взвешивания; B — безразмерный критерий; для всех грунтов $B=3$, кроме плотных песков, где $B=1$, для сооружений I и II классов B уточняют на основе экспериментальных данных;

для оснований сложенных пластичными, туго- и мягкопластичными глинистыми грунтами, при выполнении, кроме условия (3.3), следующих условий:

$$\text{tg} \psi_1 = \text{tg} \varphi_1 - \frac{C_1}{\sigma_{\text{ср}}} \geq 0,45;$$

$$C^0 = \frac{K_{\Phi} (1 + t_0) e}{a \gamma W h_0^2} \geq 4, \quad (3.5)$$

где $\text{tg} \psi_1$ — коэффициент сдвига; $\text{tg} \varphi_1$, C_1 — расчетные параметры сопротивляемости сдвигу при расчетах по первому предельному состоянию; $\sigma_{\text{ср}}$ — среднее нормальное напряжение по подошве; $\sigma_{\text{ср}} = (\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) / 2$; C^0 — коэффициент степени консолидации, фильтрации, пористости и уплотнения; t_0 — время возведения сооружения; γW — удельный вес воды; h_0 — расчетная тол-

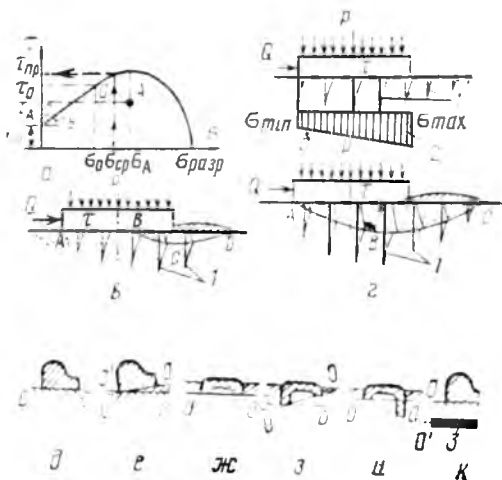


Рис. 3.2. Схемы сдвига и расчетные плоскости сдвига для сооружений на нескальных основаниях:

а — кривая $\tau = f(\sigma)$; б, в, г — схемы соответственно плоского, смешанного и глубинного сдвига; д — к — расчетные $\sigma - \sigma$ и поверочная $O - O'$ плоскости плоского сдвига; 1 — горизонтальные перемещения; 2 — эпюра нормальных напряжений; 3 — зона с пониженными сдвиговыми характеристиками.

щина консолидируемого слоя, принимаемая равной толщине слоя глинистого грунта h_1 , но не более B ; если глинистый грунт отделен от подошвы недраенирующим слоем толщиной h_2 , то $h_0 = h_1 + h_2$, но не более B .

Для приближенной оценки возможности плоского сдвига можно использовать критерий Н. И. Голованова:

$$\sigma_{\text{кр}} = (\gamma_{\text{гр}} S + p_0 + C \operatorname{ctg} \varphi)(1 + \sin \varphi) \exp [(\pi/2 - \varphi) \operatorname{tg} \varphi] - \operatorname{ctg} \varphi,$$

где S — заглубление сооружения в грунт; p_0 — удельная пригрузка со стороны нижнего бьефа.

При несоблюдении условий (3.3) и (3.5) на сооружениях на однородных основаниях возможен смешанный сдвиг. На сооружениях на неоднородных основаниях, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки, при несоблюдении условий (3.3) и (3.5), а также на сооружениях на однородных и неоднородных основаниях, несущих только вертикальную нагрузку, может возникнуть глубинный сдвиг.

Расчеты устойчивости выполняют с использованием формулы:

$$n_c N_p \leq m_{\text{пл}} R / K_n, \quad (3.6)$$

где N_p и R — применительно к расчетам устойчивости расчетные значения обобщенной сдвигающей (или опрокидывающей) силы и силы предельного сопротивления.

Расчеты по схеме плоского сдвига. При выполнении расчетов расчетную плоскость сдвига принимают в соответствии с рисунком 3.2, $\delta - \kappa$, где показаны расчетные плоскости сдвига — основные (00) и обязательные поворотные (0'0'). При расчете устойчивости по формуле (3.6):

$$N_p = T_v + E_{a,v} - T_n; \quad (3.7)$$

$$R_{\text{пл}} = P \operatorname{tg} \varphi_1 + m_1 E_{\text{пл}} + FC_1, \quad (3.8)$$

где $\kappa_{\text{пл}}$ — расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге; P — сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая фильтрационное и взвешивающее давления); $\operatorname{tg} \varphi_1$ и C_1 — характеристики грунта по поверхности сдвига; для песков крупных и гравелистых нормативные значения $\varphi_n = 38 \dots 43^\circ$, $C_n = 0,1 \dots 0,2$ т/м²; средних — $\varphi_n = 35 \dots 43^\circ$, $C_n = 0,1 \dots 0,3$ т/м²; мелких — $\varphi_n = 28 \dots 38^\circ$, $C_n = 0,2 \dots 0,6$ т/м²; пылеватых — $\varphi_n = 26 \dots 36^\circ$, $C_n = 0,2 \dots 0,8$ т/м²; супесей — $\varphi_n = 21 \dots 30^\circ$, $C_n = 1,5 \dots 0,3$ т/м²; суглинков — $\varphi_n = 12 \dots 26^\circ$, $C_n = 1,2 \dots 4,7$ т/м²; глины — $\varphi_n = 7 \dots 21^\circ$, $C_n = 2,9 \dots 8,1$ т/м²; m_1 — коэффициент условий работы, учитывающий зависимость пассивного давления от горизонтального смещения; приближенно $m_1 = 0,7$; $E_{a,v}$ и $E_{\text{пл}}$ — расчетные значения активного давления с верхней и пассивного с нижней стороны;

F — горизонтальная проекция площади подошвы, где учитывается сцепление; T_v и T_n — сумма горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил со стороны верхней и нижней граней (кроме активного давления грунта).

При наклонной плоскости сдвига все силы проектируют на эту плоскость и на нормаль к ней.

Расчеты по схеме смешанного сдвига. Существуют три основные группы методов расчета по схеме смешанного сдвига: 1) методы, основанные на оценке напряженного состояния при решении упругой или упругопластической задачи; 2) методы, основанные на предпосылках теории предельного равновесия (В. В. Соколовский, В. Г. Березанцев, В. И. Новоторцев и др.); 3) приближенные инженерные методы, исходящие из условия сдвига совместно с сооружением части основания, представляющей «отвердевший» отсек обрушения, ограниченный прямыми линиями (Н. М. Герсеванов, П. П. Лаупман и др.), круговыми поверхностями (М. М. Гришин, Р. Р. Чугаев и др.) или сочетанием прямых линий и логарифмической спирали (метод ВНИИГ).

В проектной практике для расчетов используют метод ВНИИГ, рекомендованный СНиП II-16-76. По этому методу предельное сопротивление при расчете по схеме смешанного сдвига $R_{\text{см}}$ определяют по следующим формулам:

при отсутствии эксцентриситета e_P нормальной силы P или при эксцентриситете в сторону верхнего бьефа:

$$R_{\text{см}} = (\sigma_{\text{ср}} \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1) B_2 L + \tau_{\text{пр}} B_1 L, \quad (3.9)$$

$$\text{где } \sigma_{\text{ср}} = P / BL; \quad (3.10)$$

при эксцентриситете e_P нормальной силы P в сторону нижнего бьефа:

$$R_{\text{см}} = (\sigma_{\text{ср}} \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1) B_2 L + \tau_{\text{пр}} B_1^* L, \quad (3.11)$$

$$\sigma_{\text{ср}} = P / (B^* L), \quad (3.12)$$

где e_P — эксцентриситет нормальной силы P в сторону нижнего бьефа; B_1 и B_2 — расчетные значения ширины участков подошвы сооружения, на которых происходят сдвиг с выпором и плоский сдвиг; B_1^* и B_2^* — то же, при эксцентриситете приложения нагрузки в сторону нижнего бьефа; $\tau_{\text{пр}}$ — предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором, принимается как для глубинного сдвига; L — длина подошвы в направлении, перпендикулярном чертежу (рис. 3.3); P — при-

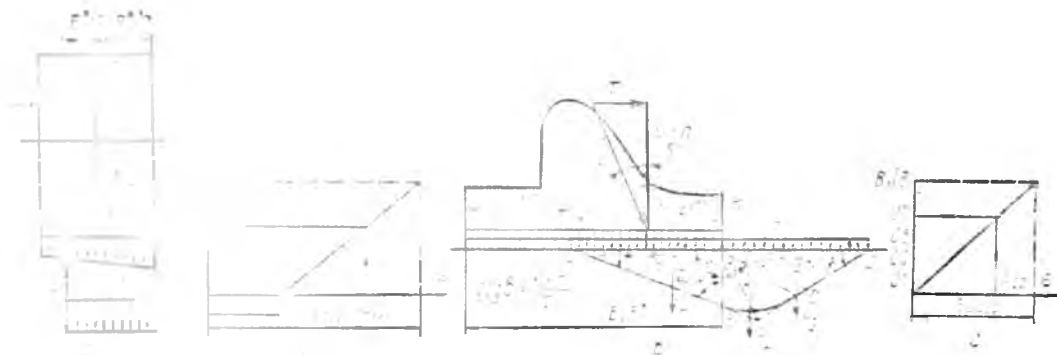


Рис. 3.3. Схемы к расчету устойчивости при смешанном сдвиге:
1, 2 — действительная и расчетная эпюры нормальных напряжений.

нимается с учетом фильтрационного и взвешивающего давления.

Таким образом, при эксцентриситете в сторону нижнего бьефа действительная ширина подошвы сооружения B условно уменьшается до расчетного значения $B^* = B - 2e_p$.

Для выполнения расчетов по формулам (3.9) и (3.11) определяют длину частей подошвы, на которых происходит плоский и смешанный сдвиг, и значение $\tau_{пр}$. Для этого:

1) определяют расчетом или графически эксцентриситет e_p в приложении нагрузки P : при эксцентриситете в сторону верхнего бьефа или при его отсутствии ширину подошвы принимают равной B , то есть равной действительной ширине; при эксцентриситете в сторону нижнего бьефа ширину подошвы условно уменьшают до значения B^* , так как эксцентриситет оказывает влияние на несущую способность основания и устойчивость сооружения;

2) при отсутствии эксцентриситета или при эксцентриситете в сторону верхнего бьефа определяют ширину подошвы фундамента B_1 , на которой происходит сдвиг с выпором (см. рис. 3.3, б). Для этого при грунтах основания с характеристиками $\text{tg } \psi_1 = \text{tg } \varphi_1 + C_1/\sigma_{ср} > 0,45$ строят график (рис. 3.3, б), где $\sigma_{кр} = BV\gamma_1$; $\sigma_{разр}$ — среднее нормальное напряжение грунта в подошве сооружений, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки при $\delta' = 0$ (рис. 3.3, в). Задавая значение $\sigma_{ср}$ по формуле (3.10), определяют отношение B_1/B , а затем B_1 . При грунтах основания со значением $\text{tg } \psi_1 \leq 0,45$ для определения ширины B_1 строят график

(рис. 3.3, г). При эксцентриситете в сторону нижнего бьефа откладывают по оси σ графиков 3.3, б или 3.3, г значения $\sigma_{ср}$ (см. формулу 3.12) и определяют ширину B_1 , а потом

$$B_1 = B_1 B^*/B; B_2^* = B^* - B_1; \quad (3.13)$$

3) определяют $\sigma_{разр} = \sigma = R \cos \delta' / B(B^*) - n$, где $B(B^*)$ означает B или B^* ; $n = c_1/\text{tg } \varphi_1$ условно учитывает повышение устойчивости основания, обусловленное сцеплением грунта (см. рис. 3.3, в). Равнодействующая R предельных нормальных напряжений σ и касательных τ :

$$R = \gamma_1 B \cdot \lambda \cdot \gamma + C_1 B N_c - q B N_q,$$

где q — интенсивность равномерной пригрузки (водобой и т. п.) на участке ED ; $ED = kB$, N_γ , N_c , N_q , k — коэффициенты, принимаются при $\delta' = 0$ по таблице 3.4.

Значение R можно определить построением призмы обрушения $ABCD$,

3.4. Коэффициенты несущей способности N_γ , N_c , N_q и k

Кoeffициen- ты	Значение δ' , доли от γ_1			
	0	0,5 γ_1	0,7 γ_1	0,9 γ_1
N_γ	1,16	0,73	0,53	0,29
N_c	14,38	11,83	10,57	8,95
N_q	3,58	2,95	2,64	2,23
k	1,89	1,22	0,89	0,47
N_γ	2,84	1,50	0,97	0,49
N_c	17,58	12,96	10,91	8,51
N_q	6,40	7,73	3,97	3,10
k	2,53	1,55	1,10	0,56
N_γ	9,15	3,67	2,07	0,85
N_c	27,68	17,03	13,07	8,99
N_q	14,72	9,05	6,95	4,78
k	3,84	2,16	1,47	0,70
N_γ	32,53	9,21	4,36	1,42
N_c	51,96	25,28	17,29	10,24
N_q	37,75	18,37	12,56	7,44
k	6,14	3,11	2,00	0,89

состоящей из зон активного I и пассивного III напряженного состояния и зоны радиальных сдвигов II, очерченной по логарифмической спирали $r = EB \exp \theta \operatorname{tg} \varphi_1$;

4) определяют $\tau_{\text{пр}}$. Задавая различные значения δ' ($0 \leq \delta' \leq \varphi_1$), находят равнодействующую R и соответствующие значения $\sigma = R \cos \delta' / B (B^*) - n$ и $\tau = R \sin \delta' / B (B^*)$. Строят график несущей способности $\tau = f(\sigma)$ и по значению $\sigma_{\text{ср}}$ определяют $\tau_{\text{пр}}$ (см. рис. 3.2, а) [99].

Расчеты по схеме плоского и смешанного сдвига с поворотом (А. Л. Можевитинов). Если расчетная сдвигающая сила N_p приложена с эксцентриситетом

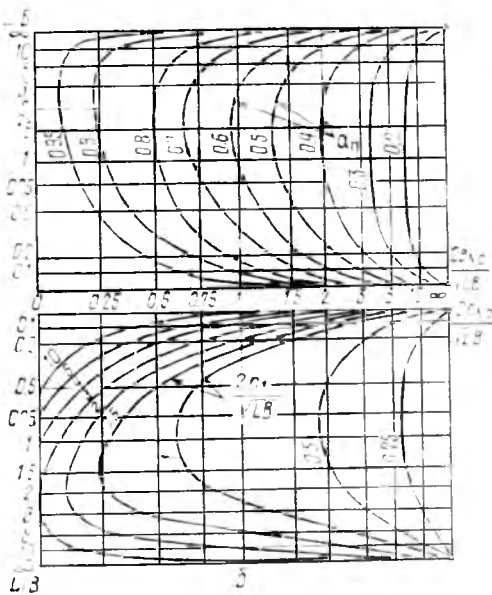
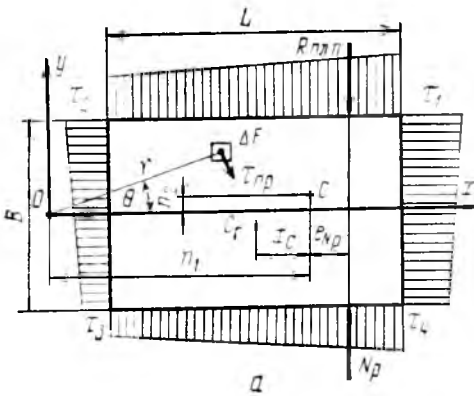


Рис. 3.4. Схема и график к расчету устойчивости при сдвиге с поворотом для сооружений неглубокого заложения:

а — расчетная схема; б — графики для определения α_n и координаты центра поворота n_1 .

тетом $e_{N_p} \geq 0,05\sqrt{LB}$, возможна потеря устойчивости сооружений с поворотом в плане вокруг некоторого центра поворота O в плоскости подошвы (рис. 3.4, а). Подобная схема может иметь место в крайних секциях плотин, при доковой разрезке и в других случаях. При расчете устойчивости сооружений неглубокого заложения значение предельной силы сопротивления сдвигу при плоском сдвиге с поворотом определяют по формуле:

$$R_{\text{пл.п}} = \alpha_n R_{\text{пл}}, \quad (3.14)$$

где α_n — безразмерный коэффициент (рис. 3.4, б).

При однородном основании и равномерном распределении касательных напряжений эксцентриситет e_{N_p} силы N_p определяют относительно центра тяжести подошвы, а при неоднородном основании или неравномерном распределении касательных напряжений — относительно центра тяжести C (см. рис. 3.4, а) эпюры распределенных по подошве предельных касательных напряжений $\tau_{\text{пр}} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1$; при прямоугольной подошве и линейной зависимости τ от координат:

$$\chi_c = \frac{L}{6} \frac{\tau_1 - \tau_2}{\tau_1 + \tau_2} = \frac{L}{6} \frac{\tau_4 - \tau_3}{\tau_4 + \tau_2}$$

а n_1 определяют по рисунку 3.4, б.

Аналогично выполняются расчеты при смешанном сдвиге с поворотом: $R_{\text{см.п}} = \alpha_n R_{\text{см}}$.

В СНиП II-16—76 рассмотрен также случай глубокого заложения сооружения.

3.2.2. Расчеты устойчивости гравитационных плотин на сдвиг в случае скальных оснований

Схемы сдвига. По результатам штамповых испытаний и исследований на хрупких моделях можно выделить следующие схемы сдвига плотин на скальных основаниях:

плоский сдвиг (рис. 3.5, а—д) — обычно происходит при однородном, достаточно прочном по сравнению с плотиной скальном основании или при низких сдвиговых характеристиках на контакте плотина — основание; при этом под воздействием высоких касательных и растягивающих напряжений происходит разрушение контакта плотина — основание;

сдвиг с захватом основания (см.

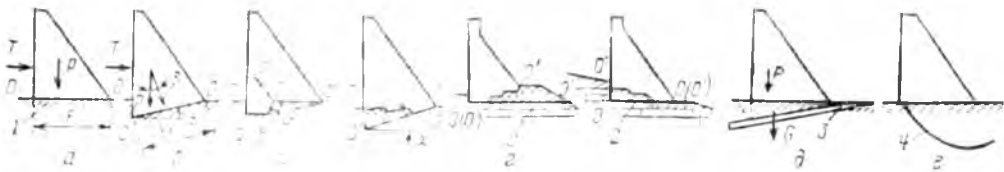


Рис. 3.5. Схемы к расчету устойчивости на сдвиг плотин на скальном основании:

а—г — при подошве плотины соответственно горизонтальной, наклонной, с зубом, зубчатой; д — при наличии прослойки с пониженными сдвиговыми характеристиками; е — разрушение с захватом основания; 1, 2 — поверхности скалы и перемещения плотины со скалой; 3 — прослойка с пониженными сдвиговыми характеристиками.

рис. 3.5, е) — возможен при достаточно высоких плотинах, при раздробленной (блочной) структуре основания, при флишевых (тонкослоистых) основаниях, при сравнительно небольшой прочности основания, в узких ущельях и др.

Модельные исследования показывают, что в ряде случаев имеют место одновременно сдвиг по контакту и сдвиг с захватом основания.

Расчетные плоскости сдвига. Расчетные $O-O$ и поверочные $O'-O'$ плоскости сдвига приведены на рисунке 3.5. При наличии зуба расчетная плоскость сдвига может быть принята по abd или $abcd$ (а при сколе зуба по $a'cd$ или $cc'd$). Обязательны поверочные расчеты по пологопадающим трещинам, а также по прослойкам с пониженными сдвиговыми характеристиками. При этом учитывают массу вышележащей скалы. При залегании ниже плотины прочной (либо специально укрепленной или заанкеренной) скалы ее можно учитывать как дополнительный упор. Учет совместной работы плотины и приплотинной ГЭС при соответствующем замоналичивании шва между ними (Красноярская плотина) позволяет получить определенную экономию. Устойчивость плотины на сдвиг зависит от качества основания и высоты плотины. Для плотин высотой до 60...70 м устойчивость обеспечивается практически при любом скальном основании и расчет устойчивости носит поверочный характер.

Методы расчетов общей устойчивости. Расчеты общей устойчивости плотин на скальном основании практически являются проверкой прочности контакта плотина — основание. Методы расчетов могут быть разделены на две группы: рекомендуемые СНиП II-16—76 (учитывающие сдвиговые характеристики основания) и основанные на анализе напряженного состояния и прочности контактной зоны.

Метод, рекомендуемый СНиП II-16—76. В расчетах используют основную расчетную зависимость (3.6), где

$$N_p = T; \quad (3.15)$$

$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \operatorname{tg} \varphi_i^i + C_i^i \omega_i) + m_2 E_n, \quad (3.16)$$

где T — активная сдвигающая сила, составляющая равнодействующей расчетной нагрузки в направлении сдвига; n — число участков поверхности сдвига, назначенное с учетом неоднородности основания по прочностным и деформационным свойствам; P_i — равнодействующая нормальных напряжений на i -м участке поверхности сдвига; ω_i — площадь i -го участка поверхности сдвига; m_2 — коэффициент условий работы; E_n — сила сопротивления упорного массива скальных грунтов или обратной засыпки; принимается равной силе активного давления $E_{a.n}$ при значениях $\operatorname{tg} \varphi_i$, C_i и модуля деформации засыпки (упора) меньше, чем для основания, на 20 % при $m_2 = 1$. В остальных случаях $E_n = E_{n.n}$, $m_2 = 0,7$.

По формулам (3.6), (3.15), (3.16) проверяют также устойчивость скальных склонов. Расчет по схеме сдвига с поворотом в плане выполняют аналогично плотинам на нескальном основании: значения $\operatorname{tg} \varphi_i$ и C_i приведены в таблице 3.5.

Методы, основанные на анализе напряженного состояния и прочности контактной зоны (Н. Келена, В. И. Шелканова, С. А. Фрида, В. Г. Орехова) или на анализе возможности предельного поворота (метод Ю. А. Фишмана). Эти методы менее апробированы. Следует иметь в виду, что разрушение контакта плотина — основание в локальной зоне еще не приводит к разрушению всего контакта или основания.

Устойчивость контакта бетон — скала нарушается, если главные растягивающие напряжения σ_2 превышают прочность бетона на растяжение R_p (С. А. Фрид). С учетом концентрации напряжений по контакту (вследствие неровностей) С. А. Фридом предложено

3.5. Расчетные характеристики скальных пород

Тип скалы и ее прочность на сжатие	$R_{смят}$ мПа·10 ⁻¹	Для расчетов				При трещинах, заполненных песчаным или глинистым заполнителем	
		местной прочности и сдвига по поверхностям, не совпадающим с трещинами и с контактом бетон-скала		по поверхностям сдвига по контакту бетонскала, частично по трещинам и по монолиту		$\text{tg } \varphi_I$	C_I мПа·10 ⁻¹
		$\text{tg } \varphi_{II}$	C_{II} мПа·10 ⁻¹	$\text{tg } \varphi_I$	C_I мПа·10 ⁻¹		
Слаботрещиноватая, невыветрелая, $R > 500$ мПа·10 ⁻¹	200	3,0	40	0,95	4	0,80...0,55	1,5...0,5
Среднетрещиноватая, слабоветрелая, $R > 500$ мПа·10 ⁻¹	100	2,4	25	0,85	3	0,80...0,55	1,5...0,5
Сильнотрещиноватая, $R = 150...500$ мПа, малопрочная, слаботрещиноватая, $R = 50...150$ мПа·10 ⁻¹	30...50	2,0	15	0,75	2	0,70...0,45	1,0...0,2
Полускальная, $R < 50$ мПа·10 ⁻¹	10	1,5	3	0,7	1	0,65...0,45	0,5...0,2

ны следующие критерии разрушения контакта:

$$\sigma_2 \geq R_p/\lambda \text{ или } \sigma_2 > (k\sigma_x + \sigma_y)/2 - \sqrt{(k\sigma_x - \sigma_y)^2/4 + (C_I + \text{tg } \varphi_I \sigma_y)^2},$$

где λ — коэффициент концентрации; для прочной скалы $\lambda \approx 1,3$ и для слабой $\lambda = 3,3$; k — обобщенный коэффициент запаса; $k = K_{внс}/m_{пл}$.

Для условий прочной контактной зоны Ю. А. Фишманом предложено выполнять расчеты устойчивости по *схеме предельного поворота*, при котором разрушение контакта плотины с основанием начинается со стороны верховой грани при повороте сооружения. При этом опрокидывания не происходит, а поворот вокруг оси O с координатами $a = P/bR_{смят}$; $d = (h^2 + 2ae - a^2)^{1/2} - h$ (рис. 3.6, а) прекращается в тот момент, когда под плотиной на низовой грани исчерпывается параметр прочности скалы на смятие $R_{смят}$ (см. табл. 3.4), после чего плотина смещается по поверхности разрушения.

Плотина устойчива при

$$n_c \Sigma M_{пов} + m_{пл} \Sigma M_{уд} (K_n, \text{ где } \Sigma M_{пов} = T_B (h_B + d) + W_{ф} (e_{ф} - a) + W_{взв} (e_B - a); \Sigma M_{уд} = G (e_d - a) + T_H (h_H + d) - Q_{см} b_{см}/2; Q_{см} = R_{смят} \sigma_{см} b;$$

b — ширина секции по напорному фронту или толщина контрфорса. Рекомендуется при $\text{tg } \varphi_I < \text{tg } \varphi_{кр}$ выполнять расчеты устойчивости

по схеме сдвига, при $\text{tg } \varphi_I > \text{tg } \varphi_{кр}$ по схеме предельного поворота. При очень прочном основании ($R_{смят}/H_{пл} > 2$) допускается проверка на опрокидывание вокруг низового ребра; $\text{tg } \varphi_I$ определяются по формуле (3.5); критический коэффициент сдвига

$$\text{tg } \varphi_{кр} = \sqrt{(1,25R_{смят}/\sigma) + 3R_{смят}/\sigma - 2} - 1,25R_{смят}/\sigma;$$

σ — среднее напряжение.

Учет влияния некоторых особенностей контакта плотины и основания. Устройство зуба (см. рис. 3.5, в) эффективно для плотин высотой до 70...100 м. При оптимальной глубине и ширине зуба ($h_z \approx 0,05h_{пл}$ и $b_z \approx 0,15h_{пл}$) при достаточно жестком скальном основании ($E_{пл}/E_{осн} = 2$) предельное сопротивление R при плоском сдвиге увеличивается на 15...30% (Я. Л. Борзах). В зоне зуба увеличивается однако концентрация напряже-

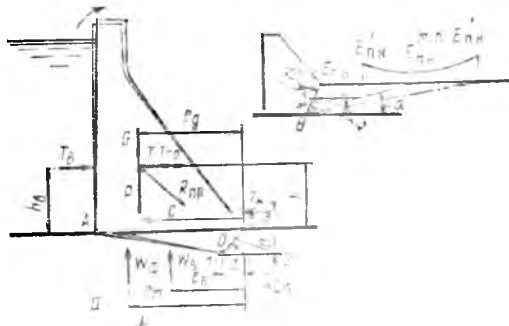


Рис. 3.6. Схемы к расчету по схеме предельного поворота (а) и с учетом упора (б):

1 — ось поворота; 2 — площадка смятия.

ний, для уменьшения концентрации напряжений осуществляют плавное сопряжение зуба с основанием ($\varphi > 90^\circ$).

Предельное сопротивление (см. формулу 3.6):

$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \operatorname{tg} \varphi_i' + C_1 \Omega_i) + Z, \quad (3.17)$$

где $\Sigma \Omega_i$ — площадь контакта по расчетной плоскости сдвига; Z — сопротивление зуба сколу.

При заглублении подошвы плотины учитывают пассивное давление $E_{п.п}^m$ со стороны скального упорного массива:

$$E_{п.п} = [Q_0 \sin(\alpha + \varphi_1) + F \cos \varphi_1 C_1] / \cos(\alpha + \varphi_1 + \delta),$$

где F — площадь плоскости выпора; Q_0 — вес призмы выпора.

Учет усилия, возникающего в облегченных плотинах с предварительным натяжением. Предельное сопротивление при плоском сдвиге (см. формулу 3.6):

$$R = \sum_{i=1}^n [(P_i + A_i) \operatorname{tg} \varphi_i' + C_1' \omega_i], \quad (3.18)$$

где A_i — равнодействующая нормальных напряжений, возникающая на i -м участке поверхности сдвига от предварительного натяжения.

Учет пространственности работы сооружения. Гравитационная плотина

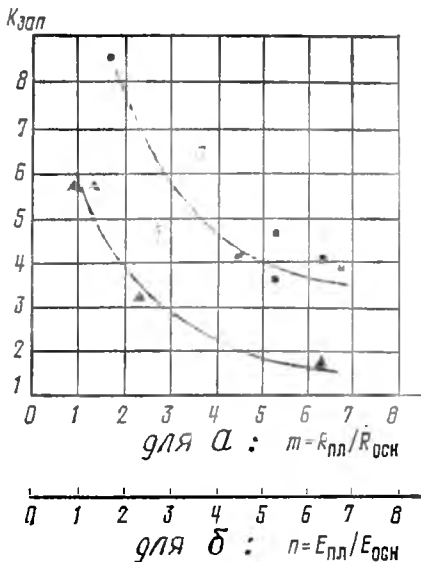


Рис. 3.7. Зависимость значения обобщенного коэффициента запаса от свойств основания: а, б — массивно-контрфорсная ($h_{пл} = 116$ м) и арочная ($h_{пл} = 100$ м, в широком створе $L/h_{пл} = 4$) плотины; L — длина плотины; $h_{пл}$ — высота плотины.

со штрабными или замоноличенными швами работает как массивная плита, заделанная в основание. Кроме расчетов устойчивости по формуле (3.6), в этом случае рекомендуется выполнять расчет плотины в целом (совместно с частью скального массива), как для арочных плотин.

Особенно эффективен учет пространственности при сравнительно узких ущельях. По данным НИС Гидропроекта, при $L/h_{пл} = 0,5 \dots 2$ и $E_{пл}/E_{осн} = 1,72$ обобщенный коэффициент запаса для треугольного ущелья повышается на 25...30%, где L и $h_{пл}$ — длина и высота плотины; $E_{пл}$, $E_{осн}$ — модули деформации плотины и основания. Предельное горизонтальное усилие определяют по [24].

Влияние прочности (и деформативности) основания на несущую способность комплекса плотина — основание. Как показали исследования МГМИ, обобщенный коэффициент запаса K контрфорсных и арочных плотин существенно зависит от соотношения прочностей $R_{пл}/R_{осн}$ (и деформативности $E_{пл}/E_{осн}$) плотины и основания (рис. 3.7).

Оценка прочности контакта плотины — основание в локальных зонах. Ее выполняют для сооружений I и II класса (второе предельное состояние). Для обеспечения нормальных условий эксплуатации, при которых отсутствуют нарушение противотрационных устройств (разрыв завес и др.) и превышение предела местной прочности, выполняют проверку местной прочности скальных оснований. Для этого необходимо выполнять условия:

$$\sigma_2 \geq 0; \quad (3.19)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta \cos \beta < (\sigma_1 \sin^2 \beta + \sigma_3 \cos^2 \beta) \operatorname{tg} \varphi_{II} + C_{II}, \quad (3.20)$$

где σ_1 , σ_2 , σ_3 — максимальное, среднее и минимальное главные напряжения от нормативных нагрузок в расчетном сочетании (сжимающие напряжения со знаком плюс); условие (3.19) выполняется для обоих случаев; условие (3.20) — при $\sigma_3 < 0$; β — острый угол между площадкой сдвига и направлением главного напряжения σ_1 ; при $\sigma_3 \geq 0$ условие (3.20) выполняют для случаев, указанных в [99].

Для оценки локальной прочности С. А. Фрид и И. А. Баславский предлагают использовать механику хрупкого разрушения.

3.2.3. Расчеты устойчивости на опрокидывание и всплывание

В гравитационных плотинах необжатого профиля при отсутствии растягивающих напряжений по контакту условие устойчивости на опрокидывание обычно выполняется и специальные расчеты необязательны. Для сооружений обжатого профиля, на верховой грани которых при наличии водонепроницаемого экрана допускаются растягивающие напряжения, для плотин с предварительным обжатием и подпорных стенок на скальном основании (и иногда на нескальном) выполняют поверочные расчеты на опрокидывание вокруг низового ребра:

$$n_c \Sigma M_{\text{опр}} \leq m_{\text{пл}} \Sigma M_{\text{уд}} / K_n, \quad (3.21)$$

где $\Sigma M_{\text{опр}}$ — сумма моментов активных сил относительно низового ребра; $\Sigma M_{\text{уд}}$ — сумма моментов сил, удерживающих от вращения; в заанкеренных плотинах в сумму $\Sigma M_{\text{уд}}$ входит усилие в анкере.

Расчет на всплывание выполняют для низких флютбетов, когда напор поддерживается в основном затворами и порог отрезан от быков швами:

$$n_c W_{\text{пл}} \leq m_{\text{пл}} P / K_n, \quad (3.22)$$

где $W_{\text{пл}}$ — фильтрационное и взвешивающее давление; P — удерживающие силы.

3.2.4. Расчеты устойчивости контрфорсных и арочных плотин

Расчеты устойчивости контрфорсных плотин выполняют так же, как и гравитационных; при этом рассчитывают целиком секции или контрфорсы; в последнем случае нагрузку собирают с двух полупролетов.

Устойчивость арочных плотин определяется в значительной мере устойчивостью береговых упоров. Имеются две группы методов расчета устойчивости береговых упоров: 1) основанные на оценке устойчивости в предельном состоянии выделенных в береговом упоре блоков; выделяют их с учетом топографии, геологического строения основания, его трещиноватости, ослаблений и характера усилий от арочной плотины (метод П. Лонда, А. Л. Можевитинова и др. [113]); 2) основанные на анализе напряженного состояния береговых упоров с использованием соотношений теории упругости и пластичности (метод Ю. Б. Мгалобелова) [47]. При расчетах учитывают следующие основные нагрузки: усилия от плотины (X_a и Y_a),

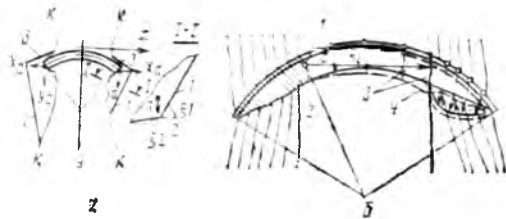


Рис. 3.8. Схема к расчету устойчивости арочных плотин:

а — расчет вдоль граней двугранного угла (1, 2, 3 — плоскости сдвига); б — расчет по схеме поворота плеча плотины (1 — мгновенная ось вращения; 2 — неподвижная часть плотины; 3 — направляющие поверхности вращения; 4 — условное положение после сдвига).

массу сдвигающегося блока (G), фильтрационные силы и сейсмические воздействия. Из первой группы получил распространение метод, в котором массив сдвигается вдоль граней двугранного угла (рис. 3.8, а). Разложив вектор всех сил r , действующих на блок, на силы P_1 и P_2 , действующие по нормали к граням 1 и 2 двугранного угла, и на сдвигающую силу T , можно оценить устойчивость блока по формуле (3.1). В ней $N=T$, а

$$R = P_1 \operatorname{tg} \varphi_{1,1} + P_2 \operatorname{tg} \varphi_{1,2} + C_{1,1} F_1 + C_{1,2} F_2,$$

где $\operatorname{tg} \varphi_{1,1}$, $C_{1,1}$, $\operatorname{tg} \varphi_{1,2}$ и $C_{1,2}$ — сдвиговые характеристики по расчетным плоскостям 1 и 2; F_1 и F_2 — площади блока по плоскостям сдвига 1 и 2.

Задаваясь различными плоскостями сдвига 1 и 2, определяют минимальный обобщенный коэффициент запаса K , равный R/N , и сравнивают его с нормативным $K_n n_c / m_{\text{пл}}$; при этом коэффициент $m_{\text{пл}}$ умножают дополнительно на $m_{\text{ар}} = 1,1$.

Допущения метода: 1) не учитывается момент вектора r ; 2) к блоку прикладываются силы, полученные в результате расчета в упругой стадии; в предельном состоянии их значение и направление могут измениться; 3) блок рассматривается как твердое тело; 4) устойчивость каждого берега рассчитывают независимо.

При расчетах плотин в широких створах устойчивость рассчитывают в предположении поворота части скального массива совместно с плотиной вокруг некоторой вертикальной оси (рис. 3.8, б), совпадающей с межсекционным швом (метод С. А. Фрида, Д. П. Левениха), принимают несколько осей и определяют минимальный обобщенный коэффициент запаса.

Расчеты устойчивости требуют

дальнейшего уточнения, в частности, как показали исследования МГМИ, учета деформативности основания, возможного смятия скалы в местах опирания пят и др.; при достаточно однородном основании, хорошей топографии и при отсутствии выраженных сдвигоопасных блоков сдвиг упоров не происходит.

3.3. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ БЕТОННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

3.3.1. Особенности плотин различной высоты на скальном основании

Современные нормы проектирования подразделяют бетонные плотины на две группы:

плотины высотой до 60 м, в которых значения эксплуатационных напряжений обычно не превышают 2 МПа. Прочность бетона на сжатие в них недоиспользуется, а марку бетона принимают практически по водонепроницаемости, морозостойкости или иным показателям. При сравнительно простой геологии здесь можно использовать приближенные методы расчета, например метод сопротивления материалов (формула внецентренного сжатия, не учитывающая влияния основания).

Плотины высотой более 60 м (до 150...290 м — гравитационные; до 120...200 м — контрфорсные), у которых в низовом клине сжимающие напряжения достигают 7...8 МПа, а с учетом температурных воздействий 10 МПа [124]. При таких значениях напряжений прочность низового клина может стать определяющей при выборе марки бетона или уклона низовой грани; необходима более точная оценка напряжений и деформаций с учетом возможности наступления первого и второго предельных состояний. Поэтому напряженно-деформированное состояние определяют методами теории упругости и рассчитывают комплекс плотина — основание.

Для верховой грани плотин высотой более 60 м при выполнении расчетов методами теории упругости допускаются появление растягивающих напряжений и раскрытие строительных швов и трещин до линии дренажа.

С учетом вышеизложенного формулируются требования к напряженному состоянию плотин.

3.3.2. Критерии прочности. Основные требования к напряженному состоянию бетонных плотин на скальном основании

Гравитационные плотины. Критерии прочности и особенности расчетов плотин высотой более 60 м (I и II класс). При выполнении расчетов на полные нагрузки основного и особого сочетания (без сейсма) необходимо выполнять следующие условия:

во всех точках плотины

$$n_c |\sigma_3| \leq m_{пл} R_{пр} / K_n; \quad (3.23)$$

то есть максимальные сжимающие напряжения не должны превысить значенные призмной прочности (с учетом коэффициентов n_c , $m_{пл}$, k_n);

в зоне верховой грани

$$b_p \leq b_{p,л}; \quad (3.24)$$

этим условием ограничивается глубина зоны растяжения на напорной грани (при выполнении расчетов методами теории упругости — см. ниже, особенности расчетов плотин I и II классов с $h_{пл} > 60$ м),

где $R_{пр}$ — призмная прочность; b_p — глубина зоны растяжения в горизонтальных сечениях тела плотины и в контактном сечении, определенная в предположении работы бетона на растяжение; $b_{p,л}$ — предельная глубина зоны растяжения у верховой грани (табл. 3.6); σ_3 — минимальное главное напряжение (растяжение принимают со знаком плюс).

Если нагрузки особого сочетания включают сейсмические воздействия, допускается взамен условия (3.24) принимать для горизонтальных сечений:

отстоящих от гребня плотины менее чем на 60 м, условие:

$$n_c \sigma_1 \leq m_{пл} R_p / K_n; \quad (3.25)$$

где σ_1 — максимальные главные напряжения (растягивающие); R_p — расчетное сопротивление бетона на растяжение;

отстоящих от гребня плотины более чем на 60 м, условие (3.23) без учета работы бетона на растяжение.

Расчеты выполняют в два этапа: на первом этапе расчет ведут аналогично расчету плотин высотой до 60 м (методом сопротивления материалов); на втором — 1) расчет выполняют на полный состав нагрузок и воздействий основного и особого сочетаний (см. гл. 3.1); 2) воздействие фильтрующей воды принимают в виде объемных и поверхностных сил в соответствии с главами 2.2, 2.3 и 2.5; 3) учитывают тем-

3.6. Предельная глубина зоны растяжения $b_{p,п}$

Расчетные сечения и конструктивные особенности верховой грани	Основные сочетания	Особые сочетания	
		без сейсма	с сейсмом
Б горизонтальных сечениях:			
без гидроизоляционного экрана	Растяжение не допускается	0,13 ϵ	0,28 ϵ
	0,5 ϵ_d и 0,13 ϵ	0,17 ϵ	
с гидроизоляционным экраном	0,13 ϵ	0,17 ϵ	0,28 ϵ
	0,5 $l_{тн}$ и 0,17 ϵ	0,2 ϵ	
Контактное сечение:			
без гидроизоляции контакта верховая грань — основание	Растяжение не допускается	0,3 ϵ_3	0,2B
	0,3 ϵ_3	0,08B	
с гидроизоляцией контакта	0,07B	0,08B	0,2B
	0,08B	0,12B	

Примечание. 1) в числителе даны $b_{p,п}$ для плотин с $h_{пл} < 60$ м всех классов; в знаменателе для $h_{пл} > 60$ м I и II классов; 2) B , b , b_d , b_d^0 , b_3 — соответственно ширина подошвы, ширина расчетного сечения, расстояние от верховой грани до оси дренажа тела плотины, расстояние от верховой грани до дренажной завесы в основании, расстояние от верховой грани до оси противодиффузионной завесы (рис. 7.22); при отсутствии завесы вместо b_3 принимаю b_d^0 ; 3) для плотин с расширенными швами значения $b_{p,п}$ и $l_{тн}$ приведены в [103].

пературные воздействия, вызванные остыванием плотины от температуры омоноличивания временных швов до среднесезонных температур, а также сезонные колебания температуры окружающей среды и эксплуатационный подогрев; 4) сейсмические воздействия определяют по линейно-спектральной теории с учетом нескольких собственных форм колебаний; 5) учитывают возможное раскрытие швов на нижней грани; 6) расчеты выполняют методами теории упругости, в необходимых случаях учитывают неупругие деформации и трещины в плотине и основании. При обосновании в нагрузках основного и особого сочетания допускается учитывать набухание; учитывают также поэтапность возведения, наполнение водохранилища; определяют вертикальные и горизонтальные перемещения.

Если плотины I и II классов по высоте и последствиям аварий можно отнести к III или IV классу, то их можно рассчитывать упрощенными методами; при этом расчетные коэффициенты принимают как для плотин I и II классов, а нагрузки и условия прочности — как для III и IV классов.

Критерии прочности и особенности расчетов плотин всех классов (I, II, III, IV) высотой до 60 м. При основном сочетании нагрузок для плотин без гидроизоляции напорной грани:

во всех точках плотины:

$$n_c |\sigma_3| \leq m_{пл} R_{пр} / K_n, \sigma_1 \leq 0, \quad (3.26)$$

то есть в плотине при выполнении расчетов методом сопротивления материалов (см. ниже — особенности расчетов плотин высотой до 60 м), кроме условий (3.23), не допускаются также растягивающие напряжения;

в точках напорной грани:

$$|\sigma^B| \geq 0,25 \gamma_v h, \quad (3.27)$$

то есть на напорной грани создается некоторый избыток сжимающих напряжений;

в контактном сечении у напорной грани:

$$\sigma_n^B \leq 0, \quad (3.28)$$

где σ_v^B , σ_n^B — нормальные напряжения, действующие соответственно по горизонтальным площадкам у верховой грани и на контакте плотины — скала у верховой грани; γ_v , h — удельный вес воды и напор над расчетным сечением (сжимающие напряжения принимаю со знаком минус).

При основном сочетании нагрузок для плотин с гидроизоляцией напорной грани взамен условий (3.26) и (3.27) принимают условие (3.24): $b_p \leq b_{p,п}$; при гидроизоляции контакта верховой грани с основанием взамен условия (3.28) также принимают условие $b_p \leq b_{p,п}$; контакт верховой грани с основанием считается монолитизированным,

если длина понура $l_n \geq 1/6 h_{п.п.}$, а напорная грань защищена экраном (сопряженным с понуром) на высоту от подошвы не менее $1/6 B$ и не менее $2b_d$ (b_d —расстояние от напорной грани до дренажа тела плотины). Считается, что гидроизоляционный экран защищен от механических повреждений, или может самозалечиваться, или возможен его ремонт.

Для районов с суровым климатом при отсутствии гидроизоляции используют условия (3.26) и (3.28), к нагрузкам и воздействиям добавляют температурные.

При особом сочетании нагрузок выполняются условия прочности (3.23) и (3.24); при включении в особое сочетание сейсмических воздействий взамен условия (3.24) допускается принимать (3.25): $n \cdot \sigma_1 \leq m_{п.п.} R_0 / K_n$.

Особенности расчетов:

1) расчеты выполняют методом сопротивления материалов на нагрузки основного и особого сочетаний;

2) температурные воздействия не учитывают; 3) фильтрационное давление учитывают в виде сил, приложенных только на контакте бетон—скала;

4) сейсмические воздействия определяют по линейно-спектральной теории для первого тона колебаний и собственной форме колебаний, найденной методами сопротивления материалов;

5) можно рассчитывать плотины высотой до 60 м (I—IV классы) и методами теории упругости; при этом принимают полный перечень нагрузок (как и для плотин I и II классов высотой более 60 м) и соответствующие условия прочности, описанные выше.

Критерии прочности при расчете плотин в строительный период. В качестве условий прочности при нагрузках строительного периода должны соблюдаться (3.23) и (3.25); должна обеспечиваться и устойчивость на опрокидывание отдельных столбов и элементов.

Контрфорсные плотины. *Критерии прочности и особенности расчетов контрфорсных плотин высотой более 60 м (I и II классы).* При расчетах массивно-контрфорсных плотин на основное сочетание нагрузок используют критерии прочности (3.26) и (3.28); при особом сочетании с учетом и без

учета сейсма — аналогично гравитационным плотинам — (3.23), (3.24) или (3.25); при этом в горизонтальных сечениях значение $b_{р.п.} = Ab_0$ и дополнительно проверяется: при особых сочетаниях без сейсмических воздействий $h_{р.п.} = Cb$; с учетом сейсма $b_{р.п.} = Db$, где $A \approx 1/3 d_0/d - 0,3$; $C = 1/6$; $D = 1/3$.

В контактном сечении $b_{р.п.}$ определяют по этим же формулам, принимая b_3 вместо b_0 , а вместо b — значения b_n ; где d_0 и d — толщина контрфорса и оголовка; b_0 — см. рис. 7.48, г.

При расчетах контрфорсов с неразрезными напорными перекрытиями для нагрузок основного и особого сочетаний без сейсмических воздействий используют критерии прочности (3.26), (3.28), при учете сейсма (3.23), (3.28) и дополнительно (3.26, а): $\sigma_y \leq 0$.

Критерии прочности и особенности расчетов контрфорсных плотин высотой до 60 м (I—IV классы). При расчетах массивно-контрфорсных плотин на основные сочетания нагрузок используют аналогичные условия, что и для гравитационных плотин, — (3.26), (3.27), (3.28); отличия имеются при расчетах на особые сочетания нагрузок — используют критерии (3.26), (3.28) без сейсма, а при сейсме — (3.24) и (3.28).

При расчетах контрфорсных плотин с плоскими и арочными перекрытиями на основное и особое сочетание нагрузок (без сейсма) используют критерии (3.26), (3.27), (3.28), а при сейсме — (3.26) и (3.28).

При расчетах массивных оголовков и контрфорсов используют дополнительные условия прочности, ограничивающие сжимающие и растягивающие напряжения, а для контрфорсов и глубину зоны растяжения при действии нагрузок поперек потока. В остальном расчеты и порядок их выполнения в зависимости от класса и высоты плотин аналогичны гравитационным.

Арочные и арочно-гравитационные плотины. *Критерии прочности.* При оценке прочности плотины исходя из значений сжимающих напряжений, используют критерий прочности (3.23) с умножением правой части на значение $m_{ар.з} = 0,9$.

При оценке прочности на растяжение используют выражение (3.25) с

умножением правой части на значение $m_{арз}^{ГСТ} = 2,4$.

При учете раскрытия строительных швов и трещин оценку прочности производят по прочности бетона сжатой зоны (3.23).

Расчеты плотин выполняют уточненными методами (полный метод арок-консолей, пробных нагрузок, метод конечных элементов и др.). Расчеты плотин III и IV классов и предварительные расчеты плотин всех классов можно выполнять методом арки — центральной консоли, тонких оболочек и др. Учет различных нагрузок и воздействий в зависимости от высоты и класса аналогичен гравитационным плотинам.

3.3.3. Критерии прочности и особенности расчетов бетонных плотин на нескальном основании

При оценке прочности бетонных водосливных плотин на нескальном основании используются условия прочности, как и для плотин высотой до 60 м на скальном основании.

В состав расчетов прочности плотин на нескальном основании входят: определение контактных напряжений, причем для глинистых грунтов в строительный период их определяют с учетом перераспределения во времени; при песчаных грунтах при раздельном возведении бычков, устоев и фундаментной плиты реакцию основания определяют суммированием напряжений строительного периода под каждым элементом и напряжений от нагрузок, приложенных к плотине после ее омоноличивания. Контактные напряжения определяют с учетом показателя гибкости сооружения, вида грунтов (связные, несвязные) и показателя их относительной плотности D . Нормальные контактные напряжения для сооружений I—IV классов: при несвязных грунтах с $D \leq 0,5$ можно определять по формулам внецентренного сжатия и методом экспериментальных эпюр [99]; для несвязных и связных грунтов с $D > 0,5$ — по формулам внецентренного сжатия или методами теории упругости. При определении контактных касательных напряжений можно дополнительно использовать метод коэффициента постели;

расчет на общую прочность в поперечном направлении (вдоль пото-

ка); водосливную плотину рассчитывают как ребристую конструкцию с быками (или полубыками, являющимися ребрами жесткости); двухъярусную (или с донными водосбросами) — как коробчатую конструкцию;

расчет на общую прочность секции в продольном направлении: водосливную плотину рассчитывают как балку на упругом основании; двухъярусную (или с донными водосбросами) — как рамную конструкцию на упругом основании. При расчетах системы плотина — основание сооружений I и II классов используют методы теории упругости и строительной механики, причем для предварительной стадии (а для сооружений III—IV классов — всегда) можно выполнять расчеты раздельно в поперечном и продольном направлении;

расчет на местную прочность фундаментной плиты водослива с высоким или низким порогом, собственно водослива, быков и полубыков. Более подробно расчеты прочности плотин на нескальном основании приведены в [103, 30 и др.].

3.3.4. Влияние различных факторов на напряженное состояние и прочность плотин

Влияние конструктивных особенностей сооружения. *Отверстия.* Их условно по сравнению с поперечным сечением плотины подразделяют на малые (потерны, галереи, шахты) и крупные (встросшие ГЭС, турбинные водоводы и т. п.). Около отверстий возникают концентрации напряжений, которые могут привести к образованию трещин; крупные отверстия влияют и на общее напряженное состояние плотины. Расчет напряжений около малых круговых отверстий можно выполнить по Г. Киршу и др.; при отверстиях более сложных форм применяют методы, основанные на теории функций комплексного переменного. При крупных отверстиях с $r \leq 0,33 a$ (r — радиус отверстия, a — расстояние от верхней грани плотины до центра отверстия) разработаны расчетные методы; при $r = 0,5 a$ они дают расхождение с экспериментальными данными до 30 %; при $r = 0,66 a$ можно использовать метод конечных элементов или экспериментальные методы, в частности метод фотоупругости. Растягиваю-

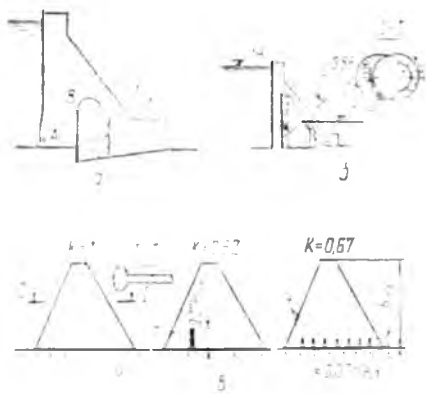


Рис. 3.9. Влияние конструктивных особенностей и трещин на напряженное состояние и прочность плотин:

а — крупные отверстия (гидростатическая нагрузка); б — трубопроводы; а — крупные трещины (K — обобщенный коэффициент запаса контрфорсной плотины); 1, 1' — варианты конструкции плотины; 2 — эпюра контурных напряжений σ_{θ} в долях γH от собственного веса; 3 — то же, от гидростатического давления; 4 — трещины значительного раскрытия.

шие напряжения в точке А (рис. 3.9, а) могут от гидростатической нагрузки достигать при вариантах 1 и 1' встроенного задания ГЭС 3,1 МПа, а в точке В соответственно 2,6 и 3,3 МПа; напряжения от гидростатического давления и собственного веса плотины в зоне трубопровода приплотинной ГЭС достигают 0,9...1 МПа [48].

Швы-надрезы на верховой грани. Для снятия или уменьшения растягивающих напряжений на контакте плотина — основание гравитационных и контрфорсных плотин предлагается устройство шва-надреза глубиной $d = (0,03...0,04) h_{пл}$ ($h_{пл}$ — высота плотины); дальнейшее углубление шва-надреза вызывает увеличение за ним растягивающих σ_y и касательных τ_{xy} напряжений. Для арочных плотин значение d составляет $\approx 0,3b$ и более (b — толщина плотины). Благоприятное влияние шва-надреза распространяется по верховой грани на расстояние $\approx (2,5...3) d$. По высоте плотины можно устраивать два-три шва-надреза, нижний на высоте $(0,02—0,03) h_{пл}$ от подошвы.

Пространственность работы плотин. Устройство штрабных швов по длине плотины или их омоноличивание существенно сказывается на напряженном состоянии, в особенности в сравнительно нешироких створах. Так, для гравитационной Курпсайской плотины (длина плотины $L = 360$ м, высота

$h_{пл} = 115$ м) для вариантов с омоноличиванными и штрабными швами максимальные напряжения от гидростатического давления снизились соответственно в 2,06 и 1,9 раза по сравнению с напряжениями в отдельных секциях [31].

Раскрытие горизонтальных строительных швов и трещин в сооружении. Сезонные колебания температуры вызывают большие растягивающие температурные напряжения на низовой и верховой (в особенности при значительной сработке водохранилища) гранях, что приводит к раскрытию строительных швов на глубину 2...3,6 м; при этом уменьшается расчетное сечение плотины и снижаются сжимающие напряжения по верховой грани (возможно появление и растягивающих напряжений до 1 МПа и более). Трещины, возникшие в строительный период вследствие экзотермии при их значительном раскрытии, служат источником вторичного трещинообразования и могут резко снизить несущую способность плотины (рис. 3.9, в) и сказаться на характере разрушения.

Влияние геологических особенностей и свойств основания, а также его деформаций вследствие пригрузки воды водохранилища. Податливость основания. Соотношение модулей деформации плотины и основания оказывает влияние на напряженное состояние контакта плотина — основание (рис. 3.10, а, б) и вблизи него.

Анализ этих данных показывает, что:

при опорожненном водохранилище имеют место концентрации сжимающих напряжений σ_y и σ_x на верховой грани;

при наполненном водохранилище и весьма жестком основании ($n = E_{пл}/E_{осн} = 0$) возможно появление растягивающих напряжений σ_y и σ_x в точке 1; при слабом основании ($n = \infty$) имеются большие концентрации сжимающих напряжений σ_y и σ_x в точке 2 (см. рис. 3.10, а); при $n = 1...2$ (что близко для реальных условий) σ_y и τ_{xy} , подсчитанные методами теории упругости и сопротивления материалов, близки.

При $0,35 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 5,2$ коэффициент концентрации напряжений на низовой грани можно определить при-

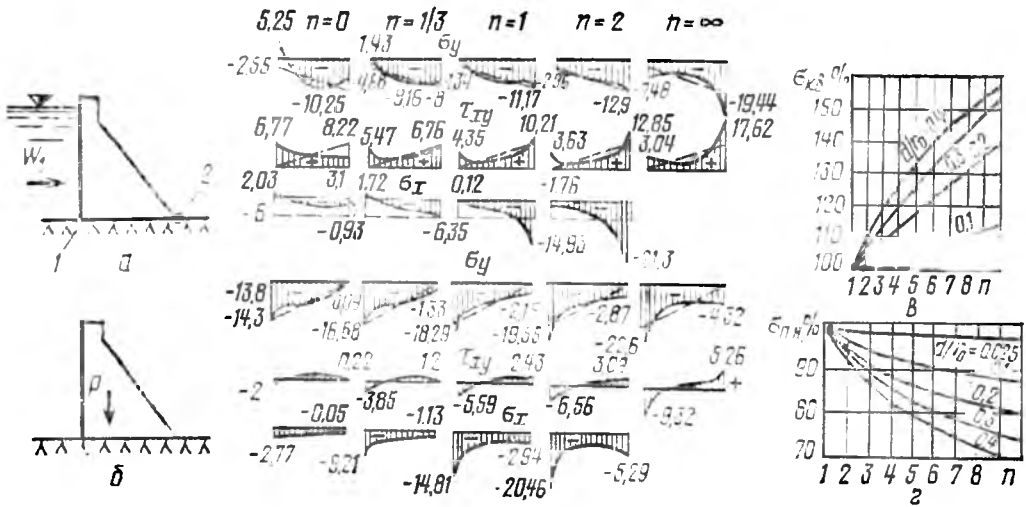


Рис. 3.10. Влияние податливости основания на напряженное состояние гравитационных и арочных плотин:

a, б — эпюры контактных напряжений для гравитационной плотины треугольного профиля ($H=60$ м; $B=43,8$ м); $\gamma_{бет} = 2,3$ т/м³ соответственно от гидростатического давления и собственного веса (пунктиром показаны напряжения, вычисленные для бесконечного клина, с плюсом даны растягивающие напряжения); **в, г** — напряжения в арках соответственно в ключе на верховой $\sigma_{к.в}$ и в пьете на низовой гранях $\sigma_{п.н}$ (за 100 % приняты $\sigma_{к.в}$ и $\sigma_{п.н}$ при $n = E_{пл} / E_{осн} = 1$; **д** — толщина арки; r_0 — радиус осевой линии).

ближенно по формуле Г. М. Каганова [24]:

$$K_n = 1,6 + 0,8 \lg E_{пл} / (E_{осн}). \quad (3.29)$$

На коэффициент концентрации надо умножать напряжения, полученные по формуле внецентренного сжатия. Концентрация напряжений в основании быстро убывает; на глубине, равной $1/3 B$ и $1/2 B$ (B — ширина подошвы), средние напряжения σ_y уменьшаются соответственно на 30 и 50 %.

Влияние соотношения модулей деформации на напряженное состояние арочных плотин приведено на рисунке 3.10, в, г [24].

Разномодульность массива основания и трещины в основании. При разномодульности основания неблагоприятен случай $E_1 > E_2$ (рис. 3.11, а) — податливое основание в нижнем бьефе, что может привести: к уменьшению сжимающих (или появлению растягивающих) напряжений у верховой грани в точке I (аналогичен эффект укрепительной цементации в зоне завесы); к концентрации напряжений σ_y , σ_x , τ_{xy} в точке O . Благоприятным является случай $E_1 < E_2$. Напряженное состояние в точке I можно улучшить увеличением жесткости основания по низовой гранью плотины цементацией (но не более чем до $1/8 h_{пл}$) с учетом ее возможного влияния на значение фильтрационного противодействия.

Наличие разномодульных массивов существенно влияет на несущую способность арочных плотин [24].

Вертикальные или крутопадающие трещины (или ослабленные зоны). Ослабленные зоны вызывают:

перераспределение напряжений в плотине, а при расположении трещин около низовой грани снижаются сжимающие напряжения в точке I (рис. 3.11, б), что нежелательно;

концентрацию напряжений в зоне трещины;

над трещиной в плотине могут появиться большие растягивающие напряжения σ_x и снизиться сжимающие напряжения σ_y .

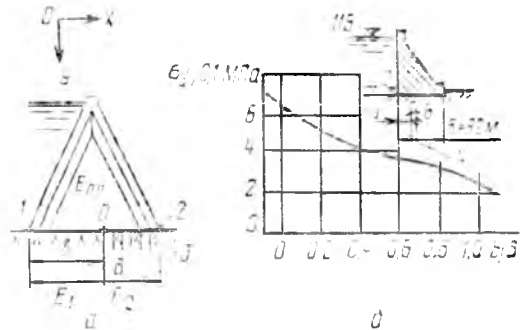


Рис. 3.11. Влияние разномодульности массивов и трещин в основании на напряженное состояние плотин:

a — схема плотины (контрфорсной) с разномодульными массивами в основании; **б** — влияние расположения трещины; $O, I, 2$ — характерные точки плотины; z — укрепительная цементация; l — трещина.

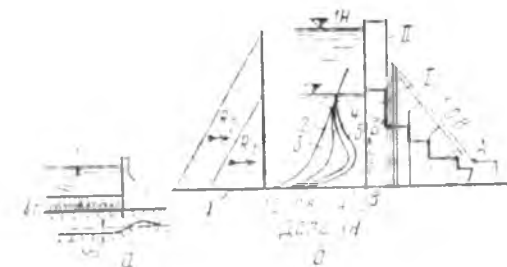


Рис. 3.12. Влияние пригрузки воды водохранилища и поэтапности возведения на напряженное состояние плотины:

a — деформация основания *S* вследствие пригрузки воды водохранилища (пунктиром показано положение до нагружения); *б* — влияние поэтапности возведения (от гидростатической нагрузки и собственного веса); 1 — эпюра гидростатического давления R_1 и R_2 при возведении плотины на I и II этапах; 2 — эпюра напряжений при возведении плотины сразу на полный профиль; 3, 4, 5 — эпюра напряжений при различных вариантах поэтапного возведения.

Для уменьшения вредного влияния трещин и ослабленных зон предусматривают их цементацию или заделку бетоном на определенную глубину.

Слоистое основание. При слоистом основании и $E_{пл}/E_{осн} \approx 1,5...4$ под нижней гранью возникают концентрации напряжений, близкие к концентрациям при однородном основании.

Деформации основания вследствие пригрузки воды водохранилища (рис. 3.12, *a*). Они уменьшают сжимающие напряжения на верховой грани. В арочных и бесшовных гравитационных плотинах вследствие эффекта «развала» берегов в горизонтальных и вертикальных элементах могут появиться растягивающие напряжения.

Влияние последовательности возведения сооружения и цементации межстолбчатых швов. *Поэтапность возведения.* Напряженное состояние плотины с учетом последовательности ее возведения и приложения нагрузок может быть различным [48].

Например при поэтапном возведении плотины (рис. 3.12, *б*) напряжения в точке *A* от нагрузок I этапа $\sigma_A = \sigma_A(R_I) = 0$; от нагрузок II этапа $\sigma_A = \sigma_A(R_{II})$. Очевидно, что $\sigma_A \neq \sigma_A$

При ступенчатом поэтапном возведении (см. рис. 3.12, *б*) в точке *B* растягивающие напряжения от гидростатического давления увеличиваются на 23...25 %, а сжимающие от собственного веса лишь на 5...8 %. Существенно влияет процесс возведения и на термонапряженное состояние.

При послыжном наращивании плотины напряжения в целом по плотине

отличаются незначительно, но на верховой грани учет поэтапности резко ухудшает напряженное состояние (могут появиться растягивающие напряжения σ_y).

Цементация межстолбчатых швов.

Швы раскрываются вследствие усадки и охлаждения бетона. Отсутствие цементации при большом раскрытии швов резко ухудшает напряженное состояние при действии гидростатического давления. Очевидно, степень этого ухудшения зависит от ширины раскрытия швов. Теоретические исследования, выполненные в Новочеркасском инженерно-мелиоративном институте, показывают, что отсутствие цементации мало влияет на напряженное состояние плотин высотой менее 40 м. По данным МГМИ и МИСИ, швы (трещины) небольшого раскрытия (до 1 мм) мало влияют на несущую способность, снижая обобщенный коэффициент запаса на 5...15 %.

3.4. РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ БЕТОННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНОМ И СКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

3.4.1. Общие сведения о деформации бетонных сооружений

Расчет деформаций гидротехнических сооружений относится к расчетам по второй группе предельных состояний. Основные задачи оценки деформаций: 1) прогноз характера и значений вертикальных деформаций для назначения строительного подъема и строительной высоты сооружения; 2) выявление неравномерности осадки отдельных частей или секций сооружения, которая может привести к повреждению авто- и железнодорожных мостов, различных коммуникаций (электроснабжения, связи, водопровода и др.), разрыву или нарушению нормальной работы шпонок, навалу секций, к заклиниванию затворов при отрезных быках; 3) сравнение значений деформаций, заложенных в проект, с результатами натурных исследований; 4) исключение вертикальных и горизонтальных деформаций, при которых могут появиться недопустимые для нормальной эксплуатации сооружений трещины.

Неравномерность осадки соседних секций может возникать как вследст-

вие различий в деформативности основания, так и из-за значительного разрыва во времени при бетонировании соседних секций.

В целом значения вертикальных S и горизонтальных U перемещений плотин равны:

$$S = S_{пл} + S_{осн}; U = U_{пл} + U_{осн}, \quad (3.30)$$

где S , $S_{пл}$, $S_{осн}$ — вертикальные перемещения: суммарные, плотины и основания; U , $U_{пл}$, $U_{осн}$ — горизонтальные перемещения: суммарные, плотины и основания.

В сравнительно невысоких плотинах на нескальных основаниях упругие перемещения самого сооружения невелики и значение S в основном зависит от перемещений основания. В высоких плотинах на скальных основаниях значения S и U зависят существенно как от перемещений собственно плотины (в основном от гидростатического давления, веса сооружения и сезонных колебаний температуры), так и от перемещений основания.

Осадка S плотин на нескальном основании составила для плотин Каховской ($h_{пл} = 33$ м), Волжской им. В. И. Ленина ($h_{пл} = 40$ м), Волжской им. XXII съезда ($h_{пл} = 43$ м), Горьковской ($h_{пл} = 34$ м), Воткинской ($h_{пл} = 42$ м) соответственно 300, 200, 164, 78, 110 мм; горизонтальные перемещения U — соответственно 13, 43 (для ГЭС), 17, 36, 17 мм.

Нарастание осадок во времени для Каховской плотины (основание — мелко- и тонкозернистые пески) приведено на рисунке 3.13. При нескальных основаниях до 65...85% расчетных осадок происходит в строительный период.

Максимальные осадки и горизонтальные смещения высоких плотин на скальном основании также могут достигать больших значений. Так, по

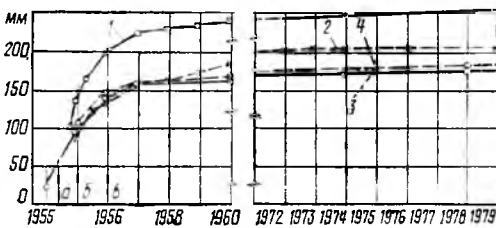


Рис. 3.13. Нарастание осадок Каховской плотины во времени:

1 — секция I со стороны ВБ; 2 — то же, со стороны НБ; 3 — средняя осадка секций II, IV, VI и VIII со стороны ВБ; 4 — то же, со стороны НБ; а — затопление котлована; б — УВБ=8 м; в — УВБ=15 м.

данным С. Я. Эйдельмана максимальная осадка S плотин Братской ($h_{пл} = 126$ м), Красноярской ($h_{пл} = 124$ м) и Усть-Илимской ($h_{пл} = 105$ м) составила соответственно 72, 30 и 60 мм, а максимальные горизонтальные перемещения гребня U — 43, 28 и 36 мм; сезонные температурные колебания перемещений гребня U были соответственно равны 14...17, 12 и 20 мм. Сезонные температурные перемещения гребня Кировской и Андижанской массивно-контрфорсных плотин, по результатам модельных исследований МГМИ, составили 10 и 16 мм.

3.4.2. Расчеты деформаций при нескальных основаниях

Условия наступления второго предельного состояния при деформациях основания. Условия наступления второго предельного состояния по вертикальным смещениям, осадкам, горизонтальным смещениям и кренам:

$$S < S_{пр}; U < U_{пр}; \omega < \omega_{пр}, \quad (3.31)$$

где S , U , ω — соответственно конечная осадка, горизонтальные смещения и крен (наклон) сооружения; $S_{пр}$, $U_{пр}$, $\omega_{пр}$ — предельные значения осадок, горизонтальных смещений и кренов, устанавливаемые проектом с учетом соображений, рассмотренных выше; для сооружений I и II классов ограничивается также поворот вокруг вертикальной оси.

Основные предпосылки расчета осадок оснований гидротехнических сооружений. При расчете осадок учитывают следующие основные факторы: размеры и форму сооружения; последовательность его возведения; последовательность наполнения водохранилища; расположение соседних сооружений (секций) и график их возведения; глубину котлована; уровни и режим грунтовых вод; календарный план строительства; геологические особенности основания.

При расчете сооружений на нескальных основаниях определяют осадки: конечные (стабилизированные) и нестабилизированные, то есть в различные периоды (при $C_v < 4$, или ползучести грунта основания, C_v^0 — коэффициент степени консолидации).

Особенности расчетов. При определении осадок расчеты можно выполнять для условий пространственной задачи, плоской деформации (при $L/B > 3$; L и B — длина и ширина подошвы); одномерной задачи [при

значительной площади сооружения, если толщина сжимаемого слоя грунта в 2 раза (или более) меньше значения B].

Расчетная толщина сжимаемого слоя. Так как 80...90 % осадок происходит в небольшой толще основания, в расчетах принимают толщину сжимаемого слоя (активную зону) H_a . Ее определяют из условия, чтобы напряжения от внешней нагрузки не превышали $0,5 \gamma_{II} H_a$ (γ_{II} — удельный вес принимается с учетом взвешивания ниже уровня грунтовых вод). При $H_a > H_d$ (H_d — действительное расстояние до границы несжимаемых грунтов) за расчетное принимают H_d .

Учет свойств основания. Специфика расчетов оснований первой группы при несвязных и связных грунтах $C_p \geq 4$; второй группы — при грунтах, обладающих свойством ползучести, а также связных $C_w < 4$.

Существуют различные методы расчета осадок. Широкое применение находит инженерный метод послойного суммирования.

Для грунтов оснований первой группы при плоской деформации для определения осадок можно использовать формулу:

$$S = (1 - \mu^2)(P_0 K_c + P_{пр} K_{II}) / (\pi E_{пр}), \quad (3.32)$$

где μ — коэффициент поперечного расширения грунта основания; K_c — коэффициент осадки (безразмерный) от нагрузки P_0 на 1 м длины [99]; K_{II} — коэффициент осадки (безразмерный) от пригрузки $P_{пр}$ на 1 м длины [99]; $E_{пр}$ — приведенный модуль деформации всего сжимаемого слоя.

Для грунтов второй группы осадка:

$$S' = S + S_2, \quad (3.33)$$

где S_2 — осадка вследствие ползучести, при показателе консистенции $0 < I_L \leq 0,5$ $S_2 \approx 0,35S$; при $I_L > 0,5$ S_2 определяют исследованиями грунта.

При незаконченном процессе консолидации осадку можно приближенно определить по формуле:

$$S_t = S(1 - e^{-\rho t}), \quad (3.34)$$

где ρ — коэффициент с размерностью 1/год (рис. 3.14, а); t — время.

Оценка горизонтальных смещений.

При расчетах учитывают специфику оснований первой или второй группы. Для грунтов первой группы при однородных основаниях горизонтальное смещение:

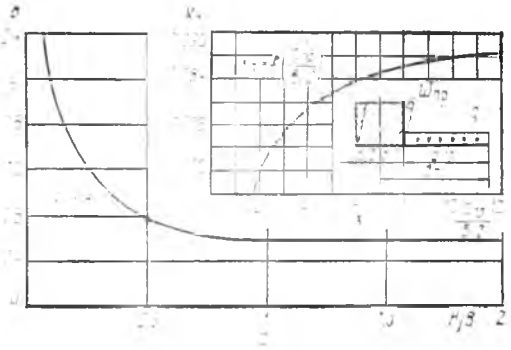


Рис. 3.14. График для определения коэффициентов ρ и K_3 :

H — действительная толщина сжимаемого слоя; B — ширина подошвы сооружения; $\omega_{пр}$ — угол крена (наклона) сооружения от пригрузки q .

$$U = \Phi Q / 2\delta E_{гор},$$

$$\text{где } \Phi = (1 + \mu) 2 \left[(1 - \mu) \ln(1 + m_\phi) + m_\phi (3 - 2\mu) \arctg(1/m_\phi) \right] / \pi;$$

$$m_\phi = 2H_a \gamma / B;$$

где Q — горизонтальная сила; при расчетах горизонтальных смещений $H_a \gamma = 0,4(B + l_a)$; l_a — длина анкерного понура; для глинистых грунтов модуль деформации $E_{гор} \approx 1,2E_{пр}$, для песчаных — $E_{гор} \approx 1,5E_{пр}$; δ — длина расчетного участка.

Расчет неоднородных оснований выполняют по [184]. Для оснований второй группы общее горизонтальное смещение $U' = U + U_2$; при показателе консистенции $0 \leq I_L \leq 0,5$ смещение из-за деформаций ползучести $U_2 \approx 0,35 U$.

Значение предельных горизонтальных смещений:

$$U_{пр} = \frac{2(1 + \mu)}{E_H \delta B} \times Q_{пр} \left(H_{пр} + 0,3H_a \frac{m_u}{1 - m_u} \right);$$

где m_u — зависит от соотношения упругого и пластического смещения; приближенно для песков средней плотности и плотных $m_u = 0,7...0,8$, для глинистых грунтов полутвердой и тугопластичной консистенции $m_u = 0,7...0,8$; $H_{пр} = 0,4B + 0,3H_a$; E_H — модуль деформации на глубине H_a ; $Q_{пр}$ — предельная сдвигающая сила.

Оценка крена (наклона). Значение крена зависит от внецентренности приложения нагрузки, или значения приложения нагрузки, приложенной рядом с рассчитываемым сооружением, и других факторов. Без учета сил фильтрации при внецентренном приложении нагрузки: в направлении большей стороны подошвы:

$$\text{tg } \omega_L = \frac{M_I}{L^3} \frac{1 - \mu^2}{E_{ср}} K_{II}$$

в направлении меньшей стороны подошвы:

$$\operatorname{tg} \omega_B = \frac{M_B}{B^3} \frac{1 - \mu^2}{L_{\text{ср}}} K_2,$$

где M_L, M_B — моменты в плоскости, параллельной большей и меньшей сторонам сооружения; коэффициенты $K_1=4; 10; 13,5; K_2=4; 1,3; 0,8$ соответственно при $L/B=1; 4$ и 7 [99].

Крен от пригрузки для плоской деформации:

$$\operatorname{tg} \omega_{\text{пр}} = K_3 q (1 - \mu^2) / E_{\text{ср}},$$

где q — интенсивность пригрузки; K_3 — коэффициент, зависящий от вида пригрузки (прямоугольная, треугольная), ее ширины и местоположения относительно оси сооружения (см. рис. 3.14) [99]; $E_{\text{ср}}$ — средний модуль деформации.

3.4.3. Расчеты деформаций при скальных основаниях

Расчеты деформаций при скальных основаниях выполняют обычно для сооружений I класса. При расчетах рассматривают пространственную (при $B_n/H < 5$) или плоскую (при $B_n/H \geq 5$) задачу (B_n — ширина напорного фронта; H — напор). Условную толщину сжимаемого слоя принимают равной ширине подошвы B . Нагрузку в верхнем бьефе прикладывают ко условному прямоугольнику со сторонами B_n и $5B_n$ в плане. При расчетах перемещений используют методы линейной и нелинейной теории упругости.

3.5. ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ В БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ

3.5.1. Температурные напряжения и деформации

Виды температурных воздействий, вызывающих температурные напряжения и деформации. *Экзотермический разогрев.* При гидратации цемента выделяется количество тепла $q=380...550$ кДж/кг, что может привести к подъему температуры бетонного блока $t_3=25...50^\circ\text{C}$. Тепловыделение особенно интенсивно в первые 5...10 сут; при остывании в блоке возможна значительная неравномерность температуры. Приближенно

$$t_3 = q \Pi K_3 \eta / C \rho_6,$$

где Π — количество цемента в единице объема; (C и ρ_6 — удельная теплоемкость и удельный вес бетона; η — коэффициент, учитывающий расход цемента; при $\Pi=300$ кг/м³ $\eta=1$, при $\Pi=150$ кг/м³ $\eta=1,3$; K_3 учитывает высоту блока $h_{\text{бл}}$ и интенсивность роста сооружения по высоте V_p ; при V_p , равной 1,8; 5 и 10 м/мес и $h_{\text{бл}}=1$ м $K_3=0,2$; при V_p , равной 0,6 и 0,7 и $h_{\text{бл}}=5$ м $K_3 \approx 0,5; 0,8$ и $0,9$; t_3 зависит также от начальной температуры бетонной смеси.

Колебания температуры наружного воздуха и воды (рис. 3.15, а). Их разделяют на сезонные с периодом $\tau_r = 1$ г, среднемесячные с периодом $\tau_{\text{мес}} = 1$ мес и суточные с периодом $\tau_{\text{сут}} = 1$ сут.

Сезонные колебания температуры наружного воздуха и воды часто описывают косинусоидой:

$$t_n = t_{\text{ср.г}} + t_0 \cos(2\pi t / \tau_r); \quad (3.35)$$

$$t_b = t_{\text{ср.г}}^b + t_0^b \cos(2\pi t / \tau_r),$$

где t_n, t_b — температуры наружного воздуха и воды; $t_{\text{ср.г}}, t_{\text{ср.г}}^b$ — среднегодовые температуры воздуха и воды; t_0, t_0^b — амплитуды годовых колебаний температуры воздуха и воды; τ — время.

В СССР $t_{\text{ср.г}} \approx -5...+15^\circ\text{C}$; $t_{0,\text{сез}} \approx 12...22^\circ\text{C}$; $t_{0,\text{мес}} \approx 8...15^\circ\text{C}$; $t_{0,\text{сут}} \approx 7...10^\circ\text{C}$; время в часах $\tau_r = 8760$ час.

По формулам (3.35) определяют месячные и суточные температуры с заменой $t_{\text{ср.г}}, t_{\text{ср.г}}^b, t_0, t_0^b, \tau_r$ на соответствующие месячные или суточные. В действительности ход сезонных тем-

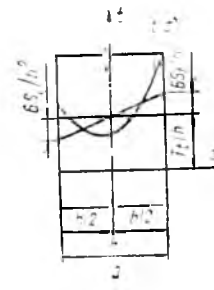
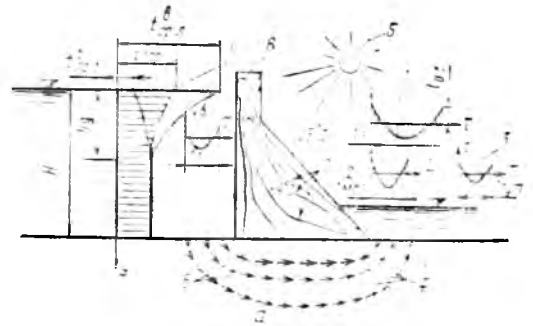


Рис. 3.15. Виды температурных воздействий и схема к расчету их:

а — виды температурных воздействий [1, 2, 3 — сезонные, месячные и суточные колебания температуры наружного воздуха; 4 — колебания температуры воды водохранилища; 5 — солнечная радиация; 6 — температура основания и фильтрационной воды; 7 — изотермы (зимой); 8 — плотина]; б — схема к расчету температурных напряжений в период эксплуатации.

ператур воздуха может сильно отличаться от значений, полученных по формулам (3.35), а изменение суточных колебаний носит случайный характер; это следует учитывать в более точных расчетах.

Температура воды водохранилища зависит от его глубины, скорости ветра, облачности, влажности воздуха. В глубоких ($H \geq 100$ м) водохранилищах при поверхностных водосбросах изменения температуры происходят в «деятельном» слое $u_d \leq 40$ м (см. рис. 3.15, а); при работающих донных водосбросах, вследствие перемешивания слоев воды температура выравнивается. При $H \leq 40$ м амплитуда сезонных колебаний примерно одинакова по высоте, а температура может быть по высоте постоянной.

Сезонные колебания температуры проникают вглубь сооружения до 10...12 м, месячные — до 3 м, суточные — до 0,5; при этом с глубиной уменьшаются амплитуды t_0 , а максимумы (минимумы) температур запаздывают по сравнению с температурами наружной среды (сдвиг по фазе).

Температура основания. Параметры температурно-активной зоны и тепловые потоки, идущие от сооружения к основанию и в обратном направлении, оказывают влияние на колебания температуры плотин; важен также учет температурного режима фильтрационной воды в основании плотин (в эксплуатационный и строительный период) и у тыловой грани подпорных стен. Температура фильтрующейся через песчаные насыпи воды изменяется на 8...11°, в основании плотин на плотных глинах — примерно на 6°, в скальных основаниях — на 3...5° [123].

Мероприятия по регулированию температурного режима бетона. Трубное охлаждение, подогрев полостей массивно-контрфорсных и облегченных гравитационных плотин также могут приводить к появлению температурных напряжений.

Солнечная радиация. Она может вызвать увеличение амплитуды колебаний температуры поверхности на 4...5°, а также приводить к неравномерному нагреву.

Для определения температурных напряжений предварительно рассчитывают температурные поля.

Основы температурных расчетов. Распределение температуры в теле

плотины при нестационарном процессе (когда температура изменяется во времени) можно найти из решения дифференциального уравнения теплопроводности; при наличии внутреннего источника тепла (экзотермии):

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} \right) + \frac{q_0}{C\rho} \quad (3.36)$$

где t — температура; τ — время; x, y, z — координаты; a — коэффициент температуропроводности; $a = \lambda / C\rho$; λ — коэффициент теплопроводности; C — удельная теплоемкость; ρ — удельный вес бетона; q_0 — количество тепла, выделяющегося к данному моменту в единице объема бетона. Для бетона: $a = (0,7...1,25) \cdot 10^{-6}$ м²/с = 0,0025...0,0045 м²/ч; $\lambda = 1,98...2,33$ Вт/(м·град); $C = 0,92...1,05$ кДж/(кг·град); $\rho = 23\,500...25\,000$ Н/м³.

При отсутствии внутреннего источника можно определить температуру из уравнения Фурье:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} \right) \quad (3.37)$$

При стационарном процессе, когда температура не зависит от времени, уравнение (3.7) принимает вид уравнения Лапласа:

$$\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} = 0 \quad (3.38)$$

Для решения уравнения (3.36), (3.37) или (3.38) задают:

начальные условия — распределение температуры в сооружении и на его границах в начальный момент; например, при укладке бетона в блок принимают начальную температуру равномерной, равной температуре бетонной смеси;

граничные условия на поверхности тела — могут быть заданы в виде граничных условий: 1) I рода (задается температура поверхности); 2) II рода (задается тепловой поток на поверхности в Вт/м²); 3) III рода [задается температура воздуха (воды) и условие теплопередачи на поверхности]:

$$\lambda \frac{\partial t}{\partial x} = \alpha_{п} (t_{н.п} - t_n),$$

где $t_{н.п}$ — температура наружной поверхности; t_n — температура воздуха (воды); α — коэффициент теплопередачи; для контакта воздух — бетон $\alpha_{п} = 7...47$ Вт/(м²·град); вода — бетон $\alpha_{п} = 500...5\,000$ Вт/(м²·град); часто принимают для этого случая $\alpha_{п} = \infty$, при этом граничные условия III рода переходят в граничные условия I рода, IV рода — на контакте двух тел равны их температуры и тепловые потоки.

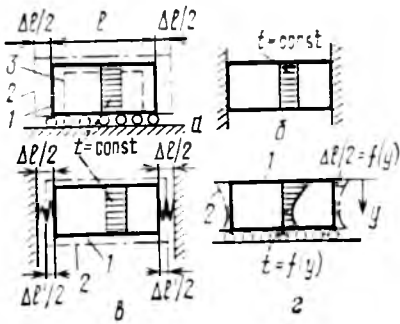


Рис. 3.16. Схема, поясняющая возникновение температурных деформаций и напряжений:

a — тело, обладающее свободной деформацией при равномерном распределении температуры ($\Delta l = \alpha \Delta t$; $\sigma = 0$); *б* — случай жесткого защемления ($\Delta l = 0$; $\sigma = \pm \alpha E \Delta t$); *в* — случай упругого защемления ($0 < \Delta l' < \Delta l$; $\sigma' < \sigma$); *г* — неравномерное распределение температур; *1* — граница тела; *2, 3* — то же, при нагревании и охлаждении.

Для решения уравнения теплопроводности используют аналитические и численные методы (конечных разностей, конечных элементов и др. с применением ЭВМ).

Причины возникновения температурных деформаций и напряжений. При нагревании и охлаждении конструкций гидротехнических сооружений в них возникают температурные деформации $\epsilon = \Delta l / l = \alpha \Delta t$ (l — длина тела, Δl — приращение длины тела; α — коэффициент линейного расширения; $\Delta t = t_2 - t_1$ — изменение температуры). При равномерном нагреве (охлаждении) свободно лежащего тела в нем появляются свободные деформации, а напряжения не возникают (рис. 3.16, *a*). Температурные напряжения происходят при внешнем жестком или упругом защемлении (рис. 3.16, *б, в*) (чем жестче защемление, тем выше температурные напряжения: при охлаждении — растягивающие, при нагревании — сжимающие); при внутреннем (температурном) защемлении, которое

возникает при неравномерном распределении температур в сечении (рис. 3.16, *г*) и приводит к неравномерной деформации волокон; при одновременном внешнем защемлении и неравномерном распределении температуры. Для оценки термонапряженного состояния используют математический аппарат теории термоупругости или термопластичности [9].

Температурные напряжения строительного периода. Они имеют свою специфику в зоне контакта бетонного массива с основанием и на удалении от него.

В зоне контакта (до $0,2l < \Delta$ рис. 3.17, *a*) основную роль играет защемление, зависящее от жесткости основания. При разогреве от экзотермии блок стремится удлиниться, но вследствие защемления в нем возникают сжимающие напряжения (см. рис. 3.16, *б*), так как при этом бетон в центре блока имеет более высокую температуру, чем по краям, сжимающие напряжения в центре блока возрастают. Модуль упругости бетона в период разогрева невелик, поэтому невелики и сжимающие напряжения. Последующее охлаждение бетона происходит при значительно возросшем модуле упругости; при охлаждении блок стремится уменьшить свои размеры, но защемление по контакту этому препятствует; в блоке возникают большие (так как велик модуль упругости в этот момент) растягивающие напряжения (см. рис. 3.16, *б, в*) и может появиться вертикальная трещина.

На удалении от контакта (более $0,5l$) блок можно рассматривать как свободную стенку, где температурные напряжения зависят в основном от неравномерности распределения температур.

Приближенно температурные на-

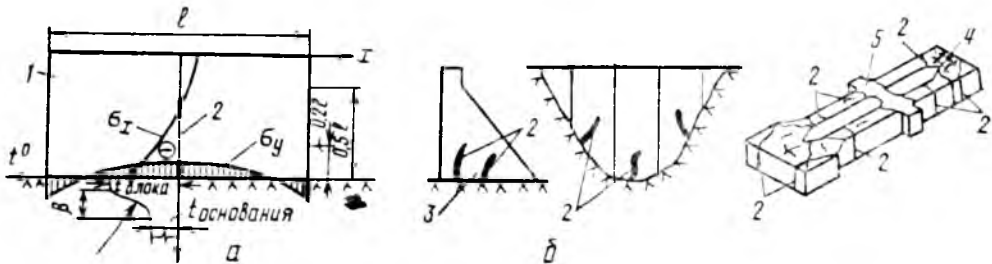


Рис. 3.17. Температурные напряжения строительного периода:

a — напряжения в бетонном массиве; *б* — трещины в гравитационных и контрфорсных плотинах; *1* — блок бетонирования; *2* — трещины; *3* — гравитационная плотина; *4* — сетка трещин в горизонтальном сечении контрфорса; *5* — массивно-контрфорсная плотина.

пряжения в зоне контакта со скалой или с ранее уложенным бетоном:

$$\sigma_x = \alpha E_\delta (t - t_{уст}) K_3 K_p, \quad (3.39)$$

где E_δ — модуль упругости бетона; α — коэффициент линейного расширения бетона, $\alpha = (0,75 \dots 1,1) \cdot 10^{-5}$ 1/град, при отрицательной температуре увеличивается на 40...50%; t — температура блока после разогрева; $t_{уст}$ — установившаяся эксплуатационная температура, $t_{уст} \sim (t_{ср.г} + 4^\circ)/2$; K_3 — коэффициент защемления, зависит от соотношения $n = E_\delta/E_{осн}$ (при $n \rightarrow 1$ $K_3 = 0,5$, при $n \rightarrow 0$ и $K_3 = 1$) и от размеров зоны перехода β от температуры бетона к температуре основания (см. рис. 3.17, а); при $n = 1$ и $\beta/l = 0,5$ и 0 $K_3 = 0,12$ и $0,5$; K_p — коэффициент релаксации напряжений, $K_p = 0,6 \dots 0,7$. Релаксация напряжений — это уменьшение напряжений вследствие ползучести материала при постоянных вынужденных деформациях.

Термонапряженное состояние блока зависит от скорости укладки следующего блока по высоте. При остывании блока в нем возникают растягивающие напряжения σ_y (см. рис. 3.17, а). Температурные напряжения строительного периода приводят к появлению трещин с раскрытием до 2...9 мм и высотой до 12...20 м (рис. 3.17, б, в); трещины значительного раскрытия могут снизить несущую способность плиты (см. рис. 3.9, в).

Температурные напряжения, возникающие в период эксплуатации. Эти напряжения зависят в основном от колебаний температуры наружной среды. Сезонные колебания температуры приводят к: раскрытию строительных швов и трещинам на нижней грани (при понижении температуры), что изменяет рабочее сечение сооружения (рис. 3.18, а); перемещениям сооружения в сторону верхнего и нижнего бьефов; с учетом гидростатического давления это приводит к появлению растягивающих напряжений в основании

(зона А); раскрытию швов и трещин на верхней грани, что увеличивает фильтрацию через сооружение; нагреву лицевой грани, при этом возможен «навал» подпорных стенок на грунт и значительное увеличение пассивного давления (рис. 3.18, б); появлению трещин при охлаждении диафрагм трубчатых регуляторов (рис. 3.18, в).

Напряжения в свободной плите можно определить приближенно при известном распределении температуры (см. рис. 3.15, б):

$$\sigma_x = E_\delta \alpha [-t_x + F_t/l + 12S_t x/l^3], \quad (3.40)$$

где t_x — температура в точке x ; F_t — площадь температурной эпюры; S_t — статический момент площади F_t относительно центральной оси, $S_t = \int_{-n/2}^{+n/2} t(x) \cdot x dx$.

Мероприятия по борьбе с температурными напряжениями. Их подразделяют на:

технологические — применение низкотермичных цементов, уменьшение расхода цемента, охлаждение инертных, воды затворения, добавка молотого льда, применение камнебетона и шатров, полив водой и трубное охлаждение в виде змеевиков в бетоне (трубы диаметром 25 мм через 1,5...3 м), по которым в течение 2...6 мес циркулирует вода с температурой 2...20°C; разность температур между центром блока и его поверхностью не должна превышать при этом 20...25°C, а между новым бетоном и скалой — 16...20°C; следует замыкать (омоноличивать) статически неопределимые и массивные конструкции при температурах бетона, близких к минимальным эксплуатационным;

конструктивные — рациональная разрезка строительными и конструк-

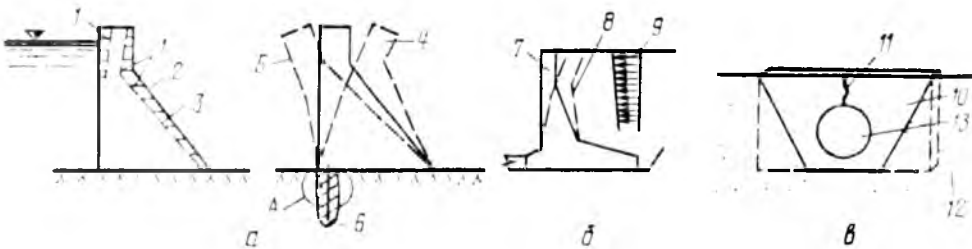


Рис. 3.18. Температурные напряжения и деформации эксплуатационного периода:

а — трещины в плотах и перемещения плотин; б — «навал» подпорной стенки на грунт; в — трещины в диафрагмах трубчатых сборных регуляторов; 1 — раскрывшиеся швы; 2 — первоначальное расчетное сечение; 3 — расчетное сечение с учетом раскрытия швов; 4, 5 — положение плотины зимой и летом; 6 — цементационная завеса; 7 — подпорная стенка; 8 — то же, при нагревании летом лицевой грани; 9 — пассивное давление при «навале» стенки; 10 — диафрагма трубчатого регулятора; 11 — трещина; 12 — промерзший грунт; 13 — отверстие под трубчатый регулятор.

тивными швами, применение теплоизоляции и теплогидроизоляции, армирование в местах возможного появления трещин (арматура вместо единичных глубоких трещин приводит к появлению большего количества мелких трещин; армирование часто нецелесообразно).

Проверку трещиностойкости проводят по формуле:

$$K_n n_c \sigma(\tau) \leq E_{пр} E(\tau), \quad (3.41)$$

где $\sigma(\tau)$ — напряжения в момент τ ; K_n и n_c — коэффициенты надежности и сочетаний нагрузок; $E_{пр}$ — предельная растяжимость бетона; для марок 150...200, 250 и 300 (и выше) равна соответственно $7 \cdot 10^{-5}$, $8 \cdot 10^{-5}$ и $9 \cdot 10^{-5}$.

3.5.2. Усадка и набухание

Усадка. Она проявляется в основном в тонкостенных конструкциях и в поверхностных слоях массивных конструкций; вследствие усадки могут образоваться трещины. Расчет усадочных деформаций можно свести к решению задачи термоупругости. Приближенно усадка эквивалентна понижению температуры бетона на 20°C , то есть усадочные деформации $\omega \approx \alpha t$ (α — коэффициент линейного расширения, $t = 20^\circ\text{C}$).

Набухание. Оно связано с увлажнением бетона и благоприятно сказывается на напряженном состоянии верхней грани, так как увеличивает сжимающие напряжения. Эквивалент набухания примерно равен $5...6^\circ\text{C}$ [9]. Более точно напряжения от набухания можно определить по [110, 89].

3.6. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Сейсмическими (от греч *seismos* — землетрясение) называются динамические воздействия, связанные с движениями основания сооружения во время землетрясений.

По причинам возникновения землетрясения условно подразделяют на: тектонические (наиболее сильные, возникающие вследствие сбросов, сдвигов земной коры и т. п.); вулканические; возбужденные (возникающие при наполнении глубоких водохранилищ).

Интенсивность землетрясений. На поверхности Земли ее оценивают в баллах по специальным шкалам.

В СССР приняты 12-балльная шкала Института физики Земли и аналогичная ей шкала $MSK=64$. Баллам соответствуют: *качественные* оценки колебаний почвы — степень повреждений зданий и сооружений, ощущения людей и другие природные явления и *количественные* — ускорения, скорости и смещения. Так, интенсивности I землетрясения 7 баллов соответствуют ускорения $50...100 \text{ см/с}^2$, скорости $4,1...8 \text{ см/с}$, смещения $2,1...4 \text{ мм}$; 8 баллам — соответственно $100...200 \text{ см/с}^2$; $8,1...16 \text{ см/с}$, $4,1...8 \text{ мм}$; 9 — баллам — соответственно $200...400 \text{ см/с}^2$, $16,1...31 \text{ см/с}$ и $8,1...16 \text{ мм}$. При увеличении на 1 балл все характеристики возрастают в 2 раза.

Интенсивность очага землетрясения (гипоцентра), располагающегося на глубинах $50...700 \text{ км}$, оценивается *энергией* E , излучаемой в окружающую среду. В качестве условного показателя сейсмической энергии очага используют и магнитуду M . *Магнитудой* называется десятичный логарифм отношения амплитуды A данного землетрясения (смещение грунта) к амплитуде A^* стандартного землетрясения, записанной на таком же расстоянии от эпицентра (ближайший к очагу участок поверхности Земли):

$$M = \lg A/A^* = \lg A - \lg A^*.$$

В качестве стандартного землетрясения берут самое слабое, амплитуду которого можно записать ($1...2$ балла); его магнитуду принимают равной нулю. Для крупнейших землетрясений $M=8,5...8,6$. По Ю. В. Ризниченко и И. Л. Нерсесову, $\lg E_{\text{джоул}} = 4 + 1,8 M$.

Сейсмическое районирование. Более 13% территории СССР подвержены сильным землетрясениям, в частности Кавказ, Крым, Средняя Азия, Дальний Восток, Саяны, Чукотка, Сахалин и др. На основе обработки сейсмологической информации составлены карты сейсмического районирования [97], где приведена балльность района и повторяемость землетрясений. По ним устанавливают *исходную балльность* строительной площадки применительно к средним грунтовым условиям. В зависимости от свойств основания балльность уточняют по таблице 3.7, которую используют при обосновании сооружений I класса и проектировании сооружений II, III и IV классов. При проектировании соору-

3.7. Уточнение сейсмичности в зависимости от свойств основания

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунт основания	Уточненная сейсмичность при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные неветрелые, слабоветрелые, крупнообломочные плотные, маловлажные из магматического пород	6	7	8
II	Скальные ветрелые, сильноветрелые; пески средней плотности маловлажные, влажные; глины, суглинки с показателем консистенции $I_L < 0,5$ при пористости $e < 0,9$; супеси с $e < 0,7$	7	8	9
III	Пески рыхлые, пылеватые; пески водонасыщенные; глины, суглинки с $I_L > 0,5$ и $I_L < 0,5$ при $e \geq 0,9$; супеси при $e \geq 0,7$	8	9	9

Примечание. Более детальная характеристика грунтов дана в СНиП II-7-81

жений I класса проводят дополнительные исследования — *микросейсмораионирование*.

Расчетные сейсмические воздействия на сооружения. Методы определения сейсмических воздействий подразделяются на: 1) методы, в которых ускорение задается *акселерограммами*, то есть графиками изменения ускорений колебаний грунта во времени; получение реальных акселерограмм сильных землетрясений для выбранных створов трудно осуществимо, поэтому используют типичные акселерограммы, относящиеся к аналогичным сейсмо-тектоническим характеристикам; 2) методы, в которых ускорение задается нормативными документами; при этом используется *линейно-спектральная теория*, регламентированная СНиП II-7—81.

Особенности линейно-спектральной теории: 1) действительная сейсмическая инерционная нагрузка заменяется условной нагрузкой, определяемой для каждой формы колебаний с учетом спектральных свойств сооружения и далее рассматриваемой как статическая; 2) определяются частоты и формы собственных колебаний сооружения и

соответствующие им инерционные нагрузки; 3) оценивается прочность и устойчивость при действии нагрузок основного сочетания и сейсмических; 4) при определении инерционных нагрузок и статических расчетов используется общая расчетная *линейно-упругая* модель.

Инерционная нагрузка, действующая на тело,

$$S = ma, \quad (3.42)$$

где m — масса; a — ускорение.

При использовании в практических расчетах гидротехнических сооружений в эту формулу вводят обоснованные теоретическими и экспериментальными исследованиями коэффициенты, учитывающие влияние ряда важных факторов.

В качестве приближенной расчетной схемы для многих гидротехнических сооружений рассматривают упругую вертикальную консоль переменного сечения, масса которой сосредоточена в точках (рис. 3.19, а).

Сложное движение при сейсме консоли и ее элементов описывается математически суммой колебаний по 1-му, 2-му... i -му, n -му тону, соответственно

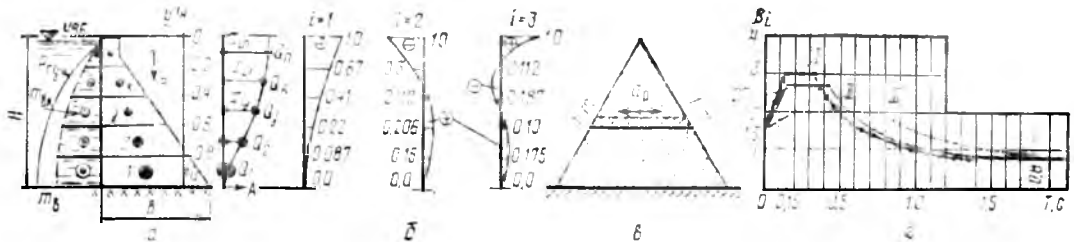


Рис. 3.19. К определению сейсмических нагрузок на плотины:

а — расчетная (консольная) схема для гравитационной плотины; б — формы колебаний ξ_i , приведены для $v/H=1$, основание жесткое; в — расчетная схема для грунтовой плотины (расчет по методу сдвигового клина); г — коэффициенты динамичности β_i , I, II, III — категории грунтов.

с периодами $T_1, T_2, \dots, T_i \dots T_n$. При обосновании сооружений I и II классов и проектировании сооружений III и IV классов допускается учитывать колебания только низшего (первого) тона.

Сейсмическую нагрузку на k -й элемент, соответствующую i -му тону колебаний, определяют по формуле:

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_\psi Q_k A \beta_i \eta_{ik}, \quad (3.43)$$

где вместо значений m и a [см. формулу (3.42)] используют Q_k и A ; Q_k — вес элемента в точке k , $Q_k = m_k g$; g — ускорение силы тяжести; A — безразмерное ускорение основания в долях от g , $A = a/g$; для сейсмичности 7, 8, 9 баллов A соответственно равно 0,1; 0,2; 0,4; K_1 — коэффициент, учитывающий допущение остаточных деформаций, трещин, повреждений отдельных элементов при обеспечении безопасности людей и оборудования, $K_1 = 0,25$; K_2 учитывает высоту подпорных сооружений h ; при $h < 60$ м $K_2 = 0,8$; при $h > 100$ м $K_2 = 1$; K_ψ зависит от материала сооружения и сейсмичности района (характеризует степень рассеяния энергии); для грунтовых сооружений при сейсмичности 7 и 8 баллов $K_\psi = 0,7$, при 9 баллах $K_\psi = 0,65$; для бетонных и железобетонных при 7 и 8 баллах $K_\psi = 1$, при 9 баллах $K_\psi = 0,8$; β_i — коэффициент динамичности (рис. 3.19, в), характеризует влияние движения основания на сооружение, зависит от периода собственных колебаний сооружения T_i и их затухания. Действительно, если период собственных колебаний системы совпадает с периодом колебаний основания (резонанс) или они близки, динамическое воздействие сильно возрастает, то есть одно и то же землетрясение в сооружениях, различающихся деформационными свойствами и способностью поглощения энергии, вызовет различные инерционные силы, что учитывается коэффициентом β_i ; принимают $K_\psi \cdot \beta_i$ не менее 0,8. Каждому i -му тону соответствуют свои значения T_i и β_i ; η_{ik} — коэффициент формы, зависит от формы деформации механической системы при ее свободных колебаниях по i -му тону (рис. 3.19, б), а также от взаимного смещения относительно друг друга точек, где сосредоточены массы весом Q_k и все остальные весом Q_j ; приближенно

$$\eta_{ik} = \left(x_{ik} \sum_{j=1}^n Q_j x_{ij} \right) / \left(\sum_{j=1}^n Q_j x_{ij}^2 \right), \quad (3.44)$$

x_{ik}, x_{ij} — смещение точки k или j при колебаниях по i -му тону (см. рис. 3.19, а); они могут выражаться для каждого тона в безразмерном виде в долях от максимального смещения, принимаемого за 1 (см. рис. 3.19, б).

Для сооружений I класса силу S_{ik} , определяемую по формуле (3.43), увеличивают на 20 %.

При определении вертикальной составляющей сейсмического воздействия $S_{ik}^{\text{верт}} = S_{ik} \sin \alpha$ принимают $\beta_i \eta_{ik} = 1$ (α — угол между направлением сейсмического ускорения и горизонтом, принимают не более 30°).

Расчетные усилия N_p (продольная и поперечная силы, момент) от сейсмических воздействий в рассматриваемом сечении получают в результате сложения усилий N_i , вычисленных при 1, 2, ... m -м тоне колебаний:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^m N_i^2}, \quad (3.45)$$

где m — число учитываемых тонов колебаний.

Учет влияния водной среды. При землетрясении возникает гидродинамическое давление воды водохранилища на сооружение, которое зависит от длины водохранилища, его планового очертания и поперечных сечений, от параметров колебания сооружения, частоты затухания колебаний которого изменяются при наличии воды в верхнем бьефе. В расчетах учитывают некоторую присоединенную массу воды:

$$m_b = \rho_b h \mu \psi,$$

где m_b — приходится воды на 1 м² площади поверхности сооружения; ρ_b — плотность воды; h — глубина воды у сооружения; μ — безразмерный коэффициент присоединенной массы; приближенно при изгибных колебаниях сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью для 1-го и 2-го тона $\mu_1 = 0,238$, $\mu_2 = 0,326$; ψ — безразмерный коэффициент, равный 1 при $l/h > 3$; l — расстояние между плотиной и противоположным берегом водоема на глубине $2/3 h$. Подробнее о коэффициентах μ и ψ рассказано в [93].

Сейсмическое воздействие с учетом присоединенной массы:

$$S'_{ik} = K_1 K_2 K_\psi (Q_k + m_{b,k} g) A \beta'_i \eta'_{ik};$$

$$\beta'_i = f(T'_i);$$

приближенно $T'_i = T_i \sqrt{1 + (m_b/m_0)}$,

где T'_i — период колебаний плотины с учетом воды; T_i — то же, в воздухе, m_0 — масса бетона

$$\eta'_{ik} = \left[x'_{ik} \sum_{j=1}^n x'_{ij} (m_j + m_{bj}) \right] / \sum_{j=1}^n x'^2_{ij},$$

Приближенно можно учесть гидродинамическое давление на 1 м² площади плотины по формуле:

$$p = AK_1 \rho_b g h \psi D,$$

где D — приведено в [93].

При определении отметки гребня плотины учитывают высоту гравитационной волны (m):

$$h = 0,4 + 0,76(I - 6),$$

где I — интенсивность землетрясения; $I = 6 \dots 9$ баллов.

Порядок определения сейсмических воздействий и усилий. Плотину разбивают по высоте на элементы весом Q_1, Q_2, \dots, Q_n , в центре тяжести которых приложены сейсмические силы S_{ik} . Далее определяют периоды собственных колебаний сооружения T_i и по рисунку 3.19, z β_i . На основе экспериментов или данных [9, 93] определяют x_{ik} и по формуле (3.44) η_i ; а затем по формуле (3.43) сейсмические нагрузки S_{ik} . При наполненном водохранилище учитывают вес присоединенной массы (при этом учитывают изменение периодов собственных колебаний и соответствующие коэффициенты динамичности β_i и η_{ik}). При расчетах прочности по нагрузке S_{ik} определяют в расчетных сечениях значения нормальных и поперечных сил и моментов N_i, Q_i и M_i [см. формулу (3.45)]. При расчетах устойчивости определяют суммарную сейсмическую нагрузку.

Особенности расчета бетонных плотин. Расчетную схему принимают в виде консольного стержня (см. рис. 3.19, a). Период собственных колебаний гравитационных плотин приближенно равен:

$$T_i = \left(\frac{2\pi H}{a_i} \right) \sqrt{\frac{1}{E_b \gamma_b}}$$

где H — высота плотины; E_b — модуль упругости бетона; γ_b — удельный вес бетона; a_i — коэффициенты, зависят от тона колебаний: для 1-го, 2-го и 3-го тона равны соответственно 1,25; 2,8; 4,5.

Формы колебаний (x_{ik}) приведены на рисунке 3.19, a ; подробнее в [9]. Важен и учет податливости основания; при податливых основаниях увеличиваются периоды собственных колебаний, изменяются формы колебаний и уменьшаются инерционные нагрузки. Определяющее условие прочности — ограничение зоны растяжения по контакту с основанием.

В расчетах контрфорсных плотин определяют периоды и формы собственных колебаний вдоль и поперек потока. Весьма сложными являются расчеты арочных плотин [9].

Особенности расчета грунтовых плотин. Приближенная расчетная схема грунтовой плотины, имеющей большие поперечные размеры по сравнению с бетонной, — треугольный сдвиговой клин; параметры колебаний его существенно зависят от деформаций сдвига. При $L/H > 4$ (L — длина плотины по гребню) период $T_i = (2\pi H) / a_i U_b$

(a_i — коэффициенты для 1-го, 2-го, 3-го тона соответственно равно 2,4; 5,52; 8,65). Скорость поперечных волн (м/с):

$$V_S = \sqrt{G/\rho},$$

где G — модуль сдвига; $\rho = \gamma/g$. По Н. Д. Красникову, для грунтов рыхлых, неводонасыщенных ($\gamma = 1,4 \dots 1,7$ т/м³) $V_S = 70 \dots 150$ м/с; гравелисто-песчаных ($\gamma = 1,6 \dots 1,9$) $V_S = 100 \dots 250$ м/с; песчаных ($\gamma = 1,4 \dots 2,2$) $V_S = 130 \dots 800$ м/с; супесей и суглинков ($\gamma = 1,6 \dots 2,1$) $V_S = 120 \dots 700$ м/с; глинистых влажных пластичных ($\gamma = 1,7 \dots 2,2$) $V_S = 130 \dots 1200$ м/с.

Коэффициенты η_{ik} при деформациях сдвига не зависят от заложения откосов и могут быть приняты по таблице 3.8.

3.8. Значения η_{ik} грунтовых плотин

y/H	$i=1$	$i=2$	$i=3$
0	1,60	-1,07	0,85
0,2	1,51	-0,77	0,32
0,4	1,25	-0,12	0,32
0,6	0,87	0,37	0,10
0,8	0,43	0,36	0,25
1,0	0	0	0

При расчетах устойчивости откосов по круглоцилиндрическим или иным поверхностям скольжения сначала находят распределение сейсмических ускорений (a не усилий) по сечениям сооружения. Расчетное безразмерное ускорение в точках k :

$$a_{p,k} = AK_1 K_2 \sqrt{\sum_{i=1}^n [K_\Phi \beta_i \eta_{ik}]^2} \quad (3.46)$$

К отдельным отсекам в центре тяжести прикладывают сейсмические нагрузки, равные произведению безразмерного ускорения $a_{p,k}$ на вес отсека. Значение $a_{p,k}$ на контакте с основанием принимают равным AK_1 . В расчетах учитывают также податливость не скального основания и свойства водонасыщенного грунта [93].

Пути повышения сейсмостойкости плотин. Учет свойств оснований. Сооружения желательнее размещать вдали от тектонического разлома, на скальном массиве. Слой илов, мягкопластичные глины и т. п. в основании удаляют, уплотняют или закрепляют. Для водонасыщенных несвязных грунтов проверяют возможность разжижения при сейсме и предусматривают их укрепление или уплотнение.

Конструктивные мероприятия. По

Я. И. Нотариусу их можно подразделить на: 1) уменьшающие сейсмические воздействия или их вторичный эффект; 2) направленные на достижение локального эффекта без изменения динамических характеристик сооружения; 3) повышающие сейсмостойкость изменением динамических характеристик сооружения.

Бетонные плотины. Отсутствуют сведения об их разрушении от землетрясений; очень редки сейсмические повреждения с частичным опорожнением водохранилища. Конструктивные предложения: по пункту 1—устройство пневматической завесы (предложение ВНИИГ), автоматически вводимой в действие при землетрясении (через перфорированные трубы на напорную грань подается сжатый воздух); по пунктам 2 и 3 — правильный выбор формы сооружения, расположения швов, компоновки узлов примыкания к берегу и грунтовым плотинам; применение предварительно напряженных и облегченных конструкций плотин, устройство низко модульных прослоек в основании и др.; возведение там, где это оправданно, гибких сооружений надувного типа, а также сооружений из легких бетонов, введение амортизирующих элементов в тело плотин, облегчение пригребневой зоны; использование пространственности работы плотин при совместной работе секций в узких ущельях.

Грунтовые плотины. Конструктивные предложения по пункту 1: устройство пневмозавес, специальной дренажной системы верхового откоса, включаемой первыми толчками при этом из-за фильтрационного потока появ-

ляется прижимная сила повышающая устойчивость откоса; устройство водонепроницаемого (часто асфальтобетонного) экрана, особенно для плотин малой и средней высоты, существенно снижающего сейсмическую нагрузку на откос (заложение снижается до 1,5...1,8 при $I=9$ баллов и препятствующего разжижению грунта; несколько меньшей сейсмостойкостью обладают плотины с асфальтобетонными диафрагмами; по пунктам 2 и 3 — уменьшение порового и гидродинамического давления устройством дренирующих слоев в верховой призме; уплотнение грунта тяжелыми виброкатками, взрывами до плотности, исключаяющей сейсмическое его разжижение; уположение откосов; крепление откосов каменной наброской или железобетонными плитами, пригрузка камнем; использование сейсмоизоляции (сейсмозащиты) — устройство в теле плотины (особенно эффективно в широком створе) одного или нескольких горизонтальных слоев грунта с динамической жесткостью в 1,5...2 раза меньше, чем тела плотины; в узких створах сейсмоизоляции эффективна на подошве, сейсмические нагрузки снижаются в 1,5...2 раза; динамические характеристики улучшаются и при криволинейной в плане форме плотины; применение армированного грунта в плотинах, подпорных стенках, особенно в сооружениях с высотой H до 30 м и более (экономия стоимости 10...60 %); на гребне плотин — использование сетчатого рулонного армирующего материала (нейлоновая сетка); применение гибких сопряжений противофильтрационных элементов с основанием.

Раздел 4. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ

4.1. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ВОДОПРОПУСКНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, ИХ ОСОБЕННОСТИ, РЕЖИМЫ РАБОТЫ

Водопускными называются гидротехнические сооружения, предназначенные для пропуска воды из верхнего в нижний бьеф через специальные отверстия, водосливы, каналы, трубопроводы, туннели и другие сооружения, использующие для этой цели в пределах относительно короткого участка искусственного или естественного русла действующий напор.

Плановая и высотная компоновка, конструкции и состав водопускных сооружений гидроузла определяются их расчетными расходами, действующими напорами, рельефом и геологическим строением створа, а также требованиями условий строительства и эксплуатации.

4.1.1. Классификация водопускных сооружений. Расчетные расходы и уровни воды. Отверстия

Классификация водопускных сооружений. Водопускные сооружения речных напорных гидроузлов классифицируются по ряду основных признаков.

По назначению различают следующие водопускные сооружения: водосброс, водовыпуск и водоспуск.

Водосброс устраивают для пропуска (сброса) в период паводков излишков воды из водохранилища или подпертого бьефа в нижний бьеф гидроузла (или в соседний речной бассейн).

На низконапорных гидроузлах водосбросы используют для смыва наносов, отложившихся перед подпорны-

ми и водозаборными сооружениями. На гидроузлах, построенных в устьевых участках рек, водосбросы можно использовать для сброса излишков воды, а в период приливов с помощью затворов, устанавливаемых в их отверстиях, водосбросы предотвращают поступление морской воды выше створа гидроузла.

Водосбросы могут быть плотинными (рис. 4.1) и береговыми (рис. 4.2).

В плотинных водосбросах, называемых водосбросными плотинами, сбрасываемые расходы воды пропускают либо по поверхности сооружения (поверхностные водосбросы, водосливы), либо через специальные отверстия (глубинные или донные). Подробнее плотинные водосбросы рассмотрены в главе 7.3.

Береговые водосбросы (см. гл. 6.2) устраивают в составе компоновок гидроузлов с грунтовыми или бетонными глухими плотинами. Гидроузел может иметь несколько водосбросов различных типов (рис. 4.3), включая резервные (пойменные) водосбросы (3 — на рис. 4.3, 7 — на рис. 4.4), используемые для пропуска паводкового расхода редкой повторяемости по пойме, естественному понижению местности или специальному каналу (см. гл. 6.3).

Водовыпуск (см. рис. 4.1) предназначен для осуществления полезных попусков воды из водохранилища в нижний бьеф или в расположенный в одном из берегов русла реки в нижнем бьефе канал (трубопровод) оросительной системы, системы водоснабжения и др.

Параметры и отметки входных отверстий водовыпусков назначают таким образом, чтобы обеспечить с высокой надежностью подачу воды потребителям.

Водовыпуски речных гидроузлов часто называют водозаборными, а их

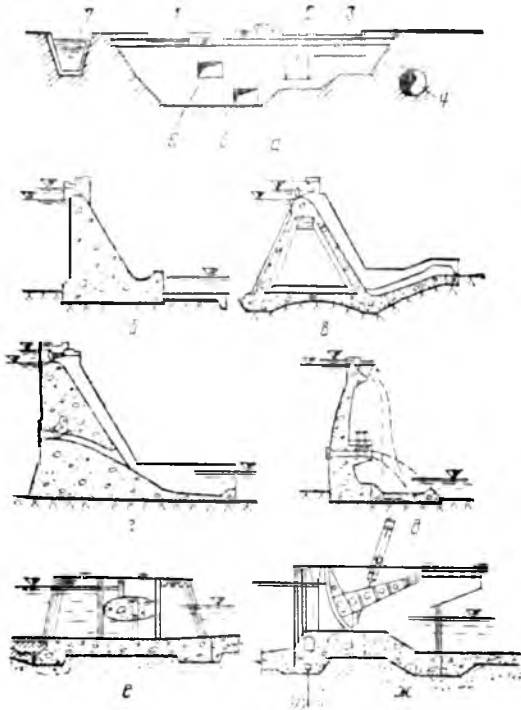


Рис. 4.1. Плотинные водосбросы:

а — отверстия водопропускных сооружений; б — водосливная плотина с поверхностным переливом; в — контрфорсная водосливная плотина с переливом по плите низовой грани; г — водосливная плотина с поверхностным переливом и глубинным отверстием; д — арочная водосливная плотина с поверхностным переливом и глубинным отверстием; е — двухъярусная водосливная плотина с поверхностным переливом и донным отверстием; ж — низкопороговая водосливная плотина; 1, 3 — поверхностный водосброс без затворов (нерегулируемый, с гребнем водослива на отметке НПУ и с затвором (регулируемый)); 2, 5, 6 — поверхностное глубокое, донное и глубинное отверстия; 4 — туннель; 7 — отверстие в головной части берегового водосброса.

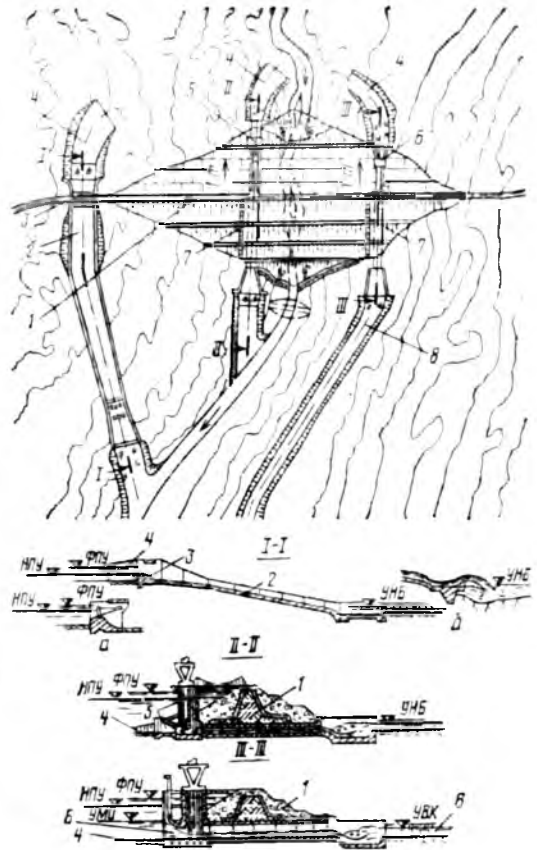


Рис. 4.2. Гидроузел с плотиной из грунтовых материалов и береговым открытым водосбросом:

1 — плотина; 2 — береговой открытый водосброс; 3 — водосливной порог; 4 — подводящий канал; 5 — водоспуск; 6 — водовыпуск; 7 — лестничные трапы по низовому откосу плотины; 8 — канал; а — вариант регулируемой входной части; б — вариант с носком-трамплином.

входные части — водоприемниками. Гидроузел может иметь несколько водовыпусков или вообще не иметь их.

Водоспуск (см. рис. 4.1) предназначен для полного или частичного (аварийного, ремонтного, предаваритового) опорожнения чаши водохранилища; его входное отверстие располагается таким образом, чтобы обеспечить возможность сработки емкости водохранилища до заданной отметки уровня воды в нем. Специфика вертикальной компоновки водоспуска обычно позволяет использовать эти сооружения для сброса полезных попусков, для пропуска расходов строительного периода, для промыва верхнего бьефа от наносов и мусора.

Для пропуска расходов периода строительства устраивают временные водопропускные сооружения — водосбросы (отверстия, туннели, отводные

каналы и др.) строительного периода. Эти сооружения по возможности совмещают с одним или несколькими постоянными водопропускными сооружениями, например с водоспусками или с частью туннельного водосброса (см. рис. 4.2, 4.3). Строительный водосброс может быть устроен и в виде временного глубинного отверстия, замоноличиваемого бетоном перед введением сооружения в эксплуатацию.

По расположению относительно русла реки различают русловые, береговые и пойменные (см. гл. 6.1) водопропускные сооружения.

По конструктивным особенностям поперечного сечения водопропускные сооружения подразделяют на открытые (с незамкнутым поперечным сечением); закрытые (с замкнутым поперечным сечением) (см. рис. 4.3);

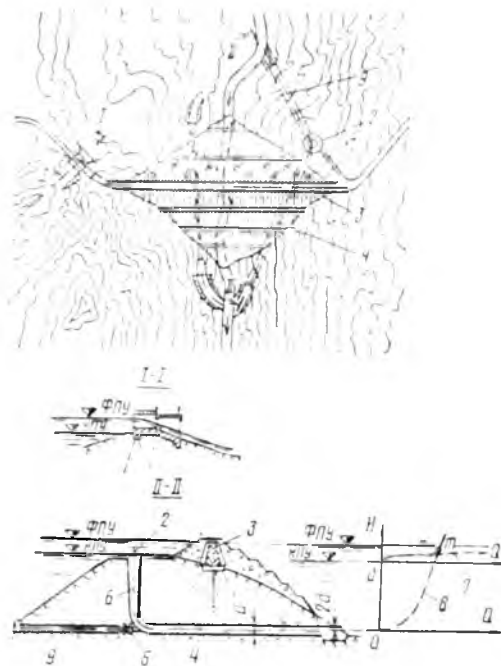


Рис. 4.3. Гидроузел с закрытым (шахтным) и открытым (в месте естественного понижения рельефа) водосбросами:

- 1, 2 — открытый и закрытый (шахтный) водосбросы;
- 3 — плотина; 4 — отводящий туннель шахтного водосброса; 5 — пробка (до ее устройства по туннелю пропускали строительные расходы); 6 — шахта;
- 7 — кривая зависимости $Q = 2\pi R m \sqrt{2gH_0}^{1/2}$; 8 — кривая зависимости $Q = \mu \omega \text{ выхл} \sqrt{2gz}$; 9 — временный туннель строительного периода.

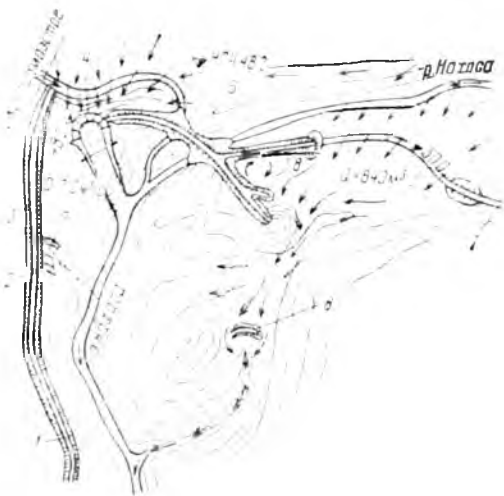


Рис. 4.4. Схема компоновки водозаборного гидроузла Нахаса (Куба) с бетонным и резервным водосбросами:

- 1 — магистральный канал; 2 — регулятор; 3 — подводный канал; 4 — бетонный водосброс на расход $710 \text{ м}^3/\text{с}$; 5 — аварийный сброс; 6 — плотина; 7 — автомобильная дорога — горизонтальный порог резервного пойменного водосброса на расход $840 \text{ м}^3/\text{с}$ — пропуск части редко повторяющихся расходов на пойму; 8 — регулирующие дамбы.

комбинированные, имеющие участки с открытыми и закрытыми сечениями, двух- и многоярусные.

По наличию затворов водопропускные сооружения подразделяют на нерегулируемые (без затворов, вступающие в работу автоматически) и регулируемые (с затворами).

По условиям движения воды в пределах водопропускного сооружения различают сооружения: безнапорные; напорные; со смешанным гидравлическим режимом, в которых по мере изменения расхода наблюдается смена режима течения потока, например от безнапорного к напорному и наоборот.

Для трубчатых и туннельных водосбросов иногда выделяют полупнапорный режим, когда входной оголовок затоплен и в самом сооружении наблюдается безнапорный режим течения.

По значению максимального действующего статического напора водопропускные сооружения делятся на низконапорные ($H < 12 \text{ м}$), средненапорные ($H = 12 \dots 60 \text{ м}$), высоконапорные ($H > 60 \text{ м}$).

Такая градация позволяет при расчете низконапорных сооружений не учитывать опасность возникновения кавитационных явлений.

Расчетный расход водосброса. Расчетный расход необходимо определять с учетом аккумулирующей способности водохранилища или подпертого бьефа — его способности к трансформации расхода расчетного паводка. Параметры последнего устанавливаются гидрологических расчетами; расчетную вероятность расхода при этом назначают для постоянных водосбросных сооружений в зависимости от класса сооружения и от того, каким будет расчетный случай — основным или поверочным (табл. 4.1). Класс сооружения назначают в соответствии со СНиП [100].

4.1. Определение расчетной вероятности расхода в зависимости от класса сооружения, %

Расчетный случай	Класс сооружения			
	I	II	III	IV
Основной	0,1	1,0	3,0	5,0
Поверочный	0,01	0,1	0,5	1,0

При пропуске расходов в чрезвычайных условиях эксплуатации допускаются большие размывы в нижнем бьефе, меньшая устойчивость креплений и др., причем возможный ущерб следует оценивать с учетом тех ремонтных работ, которые могут потребоваться после пропуска паводка. Если, кроме основного устраивают резервный, более облегченный водосброс, то первый рассчитывают на расход для нормальных условий эксплуатации (основной расчетный случай), а второй — исходя из того, чтобы расход для поверочного случая меньшей вероятности был пропущен обоими водосбросами при допустимом в чрезвычайных условиях уровне верхнего бьефа. При основных и поверочных расчетах учитывают расходы, пропускаемые другими сооружениями гидроузла (водовыпуски, гидростанции и др.) [100].

Временные водосбросы строительного периода проектируют на пропуск расхода 10 %-ной обеспеченности, а строительные водосбросы, относимые к IV классу, — 5 %-ной. В отдельных конкретных случаях, при наличии необходимого обоснования, иногда выгодно допустить кратковременное затопление строительного котлована в период половодья и принять расчетный расход строительного водосброса с большей вероятностью превышения.

При большой аккумулирующей способности водохранилища водосброс иногда не строят.

Расчетный расход водовыпуска. Его устанавливают по данным водохозяйственных расчетов, выполненных с учетом графиков водоподачи потребителям. Учитывается также возможность использования этих сооружений для пропуска расходов строительного периода.

Расчетный расход водоспуска. Его назначают с учетом заданного времени эксплуатационной (аварийной, ремонтной) сработки части полезной емкости водохранилища, пропуска строительных санитарных расходов.

Число и размеры отверстий водопропускных сооружений определяют, исходя из условий пропуска максимального расчетного расхода.

Водопропускные отверстия. По расположению относительно УВБ водопропускные отверстия делятся на поверхностные без затворов (с водослив-

ным порогом, расположенным на отметке НПУ) и с затворами; поверхностные глубокие (с отметкой водосливного порога, расположенного существенно ниже отметки НПУ); глубинные, причем отверстия, расположенные вблизи основания или дна, называют донными (см. рис. 4.1). Основные размеры отверстия — его пролет (ширина) и высота. За пролет принимают размер в свету между ограничивающими отверстие боковыми вертикальными гранями сооружения (быков, устоев и т. п.), а за высоту для поверхностных отверстий — размер от порога до максимального УВБ; для глубинных — размер от порога до верхней кромки отверстия.

Пролет и высоту отверстия назначают, руководствуясь указаниями СНиП II-50-74 [100]:

пролеты, м: 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,5; 1,75; 2,0; 2,25; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0; 10,0; 12,0; 14,0; 16,0; 18,0; 20,0; 22,0; 24,0; 27,0; 30,0;
высоты, м: 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,50; 1,75; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0; 6,5; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 10,0; 11,0; 12,0; 13,0; 14,0; 15,0; 16,0; 17,0; 18,0; 19,0; 20,0.

4.1.2. Условия работы открытых водопропускных сооружений

Отличительная особенность открытых водопропускных сооружений — на всей длине их водопропускного тракта поток движется безнапорно. При русловом размещении плотинного водосброса его обычно выполняют в виде бетонной плотины, имеющей высокой или низкой водосливной порог, сливную грань, быки для закрепления затворов и опирания пролетных строений мостов. За сливной гранью или в конце ее располагают водобойную плиту (водобой) или носок (трамплин, уступ), предназначенные для обеспечения требуемого режима сопряжения бьефов (см. рис. 4.1).

В плане водосливной порог может быть прямолинейным, криволинейным и ломаным. При необходимости в теле плотины могут быть устроены один или несколько ярусов глубинных трубчатых водосбросов.

К водосливному также относятся и арочные плотины, имеющие по гребню открытый водосливной оголовок, через который происходит перелив, а затем свободное падение воды в нижний бьеф. В арочных плотинах могут

быть один или несколько ярусов глубинных водосбросов (водовыпусков, водоспусков). Открытые водосбросы можно устраивать при контрфорсных (см. рис. 4.1, в), грунтовых и других плотинах (см. гл. 5.4). К открытым водопропускным сооружениям относятся многие типы береговых водосбросов — бысы, пороги, многоступенчатые перепады, траншейные водосбросы, а также регуляторы водозаборных гидроузлов, шлюзы-водосбросы, резервные пойменные водосбросы и т. д. Их расходы могут измеряться от нескольких до десятков тысяч метров кубических в секунду.

По условиям работы тракт водопропускного сооружения делят на три основные части: входную, транзитную и конечную; за последней располагается участок перехода потока к естественному состоянию.

Входная часть водосброса. Она предназначена как для обеспечения благоприятных условий подхода потока (регулируемого в плановом и высотном отношении), так и для сброса расходов в НБ. Входная часть состоит из двух участков: подводящего канала (выемки) или подходного участка реки перед водосливной плотиной; головной части непосредственно водопропускного сооружения. С помощью подводящего канала осуществляется организованный подвод воды к головной части водосброса или к водосливной плотине. При этом необходимо соблюдать ряд условий: характер движения потока в подводящем канале должен быть спокойным, безотрывным, с нормальным направлением линий тока по отношению к водосливному фронту; на подходе потока к головной части должно быть обеспечено равномерное распределение удельных расходов; в длинных подводящих каналах следует тщательно оценивать потери энергии по их длине и при расчете пропускной способности головной части водосброса учитывать, что отметка уровня воды перед ним может быть ниже отметки воды в водохранилище; при наличии косога подхода к водосливному фронту следует проектировать устройство специальных направляющих стенок или струенаправляющих дамб и др.

Головная часть предназначена для контролируемого выпуска воды в пределы сооружения. Чаще всего она быва-

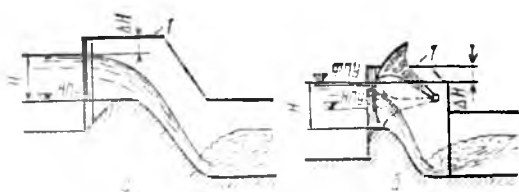


Рис. 4.5. Схемы водосливных порогов без затворов (а) и с затворами (б).

ет представлена бетонными водосливными порогами (водосливами) различных типов: высокими (водосливы практических профилей), низкими (водосливы с широким порогом), с прямолинейными, криволинейными и ломаными в плане фронтами. Головная часть может быть снабжена затворами, то есть быть регулируемой (рис. 4.5). Головную часть без затворов называют нерегулируемой (автоматической), в работу она вступит после того, как УВБ превысит отметку гребня водосливного порога.

В случае регулируемой головной части отметка гребня глухой плотины или верха береговых устоев будет меньше, чем при нерегулируемой (то есть глухая плотина будет ниже, а площадь затопления сельскохозяйственных угодий в верхнем бьефе, подвергающихся временному затоплению в паводок, будет меньше).

На крупных речных гидроузлах водосбросы чаще всего устраивают с регулируемой головной частью. Нерегулируемые водосбросы строят на небольших водохранилищных гидроузлах, когда применительно к условиям их эксплуатации выдвигается требование максимальной простоты обслуживания.

Для уменьшения напора H над водосливным порогом и соответственно уменьшения отметки гребня глухой плотины развивают длину фронта водослива, делая ее в плане криволинейной или полигональной.

Важным является вопрос о выборе координат очертания водосливного порога (см. гл. 7.3).

Водосливные плотины малой высоты обычно имеют распластаный профиль по типу водослива с широким порогом (см. рис. 4.3), сечение 1—1; при средних и больших напорах их выполняют с практическим профилем (безвакуумные и вакуумные). Вакуумные водосливы имеют более высокие коэф-

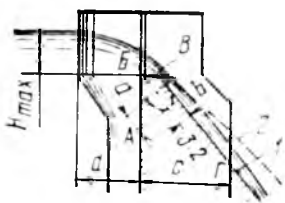


Рис. 4.6. Вакуумный водосливной порог с эллиптическим оголовком и быками:

1 — вакуумный профиль; 2 — безвакуумный профиль.

коэффициенты расхода ($m=0,51...0,57$) по сравнению с безвакуумными ($m \leq 0,5$), а также более простые и обжатые профили. Вакуумность или безвакуумность профиля зависит не только от его очертаний, но и от отношения H/r_{ϕ} , где r_{ϕ} — фиктивный радиус оголовка, то есть радиус окружности, вписанной между сторонами AB , $B'B$, $B'G$ сечения водослива (рис. 4.6).

Для того чтобы вакуумный водослив работал без кавитационных явлений и неблагоприятных прорывов воздуха в область вакуума, необходимо соблюдать ряд условий: обеспечить значения вакуума на оголовке (см. гл. 4.3); предотвратить срыв вакуума устройством плавно очерченных устоев и удлиненных быков ($d \approx (1...1,5) r_{\phi}$ или с $d \geq 0,4 H_{\max}$ и $c/r_{\phi} \geq 3$), чтобы зона вакуума с низовой стороны находилась в пределах боковых стенок быков, а также использованием сегментных затворов, не требующих устройства пазов в зоне вакуума, устройством пазов для ремонтных затворов вне зоны вакуума (см. рис. 4.6); ограничить отношения H/r_{ϕ} значениями 3,4...3,6 и в особо ответственных сооружениях 3...3,3.

Вакуумные водосливные профили наиболее целесообразно использовать в тех случаях, когда: строительство ведут на скальных основаниях, при небольших и средних высотах водосливной плотины (до 25...30 м) и более полный безвакуумный профиль имеет чрезмерный запас устойчивости против сдвига; имеется необходимость сократить до минимума площадь временно затопливаемых в паводок земель в ВБ в случае устройства нерегулируемого водосброса предусматривается устройство боковых и траншейных водосбросов; наращиваются реконструируемые плотины.

Мнение о повышенных вибрациях вакуумных водосливов является оши-

бочным. Оно было основано на некорректном рассмотрении имевшихся случаев вибрационных явлений на неправильно запроектированных старых плотинах при наличии вакуума под оторвавшейся от профиля струей.

Транзитная часть открытых водосбросов. Транзитная часть открытых водосбросов типа водосливной плотины представлена поверхностью водосливной грани или лотком, устроенным по низовой плите плотины (см. рис. 4.1). Для этих водосбросов должно соблюдаться требование недопустимости возникновения на транзитной части кавитационной эрозии в опасной для сооружения форме (см. гл. 4.3). Необходимо также правильно учитывать аэрацию потока на водосливной грани.

Транзитная часть открытых береговых водосбросов по своей конструкции и плановой конфигурации в значительной степени зависит от рельефа местности и геологических условий (см. гл. 6.2). В плане ось трассы этой части следует принимать прямолинейной, а если устройство поворота оси трассы по каким-либо причинам неизбежно, то на быстротоках (бурный режим течения) целесообразно устраивать вираж, придавая донной плите на участке поворота поперечный уклон. В противном случае возникает неблагоприятный режим работы сооружения с резким изменением глубин по ширине (рис. 4.7), требующий значительного увеличения высоты стенок быстротока для предотвращения излива воды на склон, а также в значительной мере ухудшаются условия гашения энергии потока на концевой части. Необходимо учитывать, что устройство виража усложняет конструкцию транзитной части и сооружения в целом.

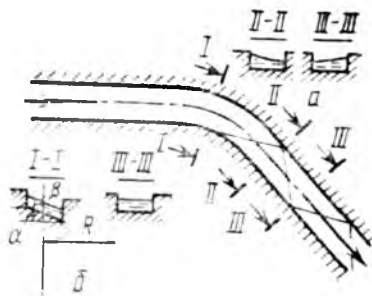


Рис. 4.7. Свободная поверхность потока в поперечных сечениях быстротока на повороте и за ним при отсутствии (а) и наличии (б) виража.

Часто непосредственно за входной частью приходится устраивать участок сужения. При бурном режиме течения необходимо придать плавные очертания в плане сближающимся стенкам, исключая существенную неравномерность глубин по ширине быстротока, характерную для неплавного выхода потока на суженный участок.

На транзитной части водосброса возможно возникновение аэрации потока и катящихся волн. Так как катящиеся волны имеют большую высоту и неблагоприятно влияют на режим работы нижнего бьефа, следует тщательно прогнозировать их параметры и принимать меры к предотвращению их образования (см. гл. 6.2).

Концевая часть открытого водопропускного сооружения обычно включает различные устройства для гашения избыточной энергии потока (см. гл. 4.4, 6.2, 6.3).

4.1.3. Условия работы закрытых водопропускных сооружений

К закрытым водопропускным сооружениям относят водосбросы, водовыпуски, водоспуски, трубчатые, туннельные и прочие сооружения, имеющие замкнутое поперечное сечение.

По условиям движения воды на входе разделяют сооружения с незатопленным и затопленным входом (рис. 4.8, а, б). В последнем случае вода касается всего периметра входного оголовка.

Режим движения воды в пределах закрытых сооружений может быть безнапорным (при затопленном входе иногда называемым полунапорным), смешанным или частично напорным и напорным (рис. 4.9).

Истечение из выходного отверстия закрытого водопропускного сооружения может быть свободным незатопленным, несвободным незатопленным, несвободным подтопленным и несвободным затопленным (рис. 4.10).

Возникновение различных режимов потока в закрытых водопропускных сооружениях определяется действующими в этот момент граничными условиями (местоположением уровней бьефов, геометрическими параметрами водовода и т. п.). Отдельные режимы могут устойчиво существовать в широком диапазоне изменения граничных условий. К этим режимам в первую оче-

редь относятся напорный и безнапорный. Частично напорный режим и напорный с гидравлическим прыжком существуют в относительно узком диапазоне изменения граничных условий.

Затворы в конструкции закрытого водопропускного сооружения позволяют предусматривать работу одних его участков в напорном режиме, а других в безнапорном.

Как и открытые, закрытые водопропускные сооружения могут быть разделены на три основные части: входную, транзитную и концевую. Кроме того, эти части делят на отдельные участки (рис. 4.11).

Входная часть. Участок подхода входной части предназначен для обеспечения организованного подвода воды к оголовку. Его можно сделать как облицованным, так и необлицованным (при прочной скале основания). В зависимости от рельефа склона участок подхода выполняют в виде канала или расчищенной площадки. В случае необходимости на нем устраивают струенаправляющие или отдельные стенки, а также сороудерживающие сооружения различного типа. Для предотвращения неблагоприятного прорыва воздуха из верхнего бьефа в заглубленное входное отверстие верхнюю кромку последнего следует располагать ниже отметки, определяемой предельным критическим напором воронкообразования.

Входные оголовки закрытых водопропускных сооружений обычно имеют плавное очертание. Для сооружений с затопленным входом наиболее распространение получили оголовки с поперечным профилем, очерченным по дуге эллипса или круга (см. рис. 4.8), с такими параметрами, которые при достаточной компактности оголовка обеспечивают заполнение водой всего сечения трубы или туннеля за оголовком и отсутствие недопустимых значений вакуума, вызывающих кавитацию (см. гл. 4.3), а также повышенных гидродинамических нагрузок, возникающих при образовании за оголовком водоворотной отрывной зоны.

На небольших трубчатых сооружениях, например ливнепроводах, применяют и более простые оголовки — менее плавные или неплавные.

Во многих сооружениях объединяют входной оголовок с камерой затво-

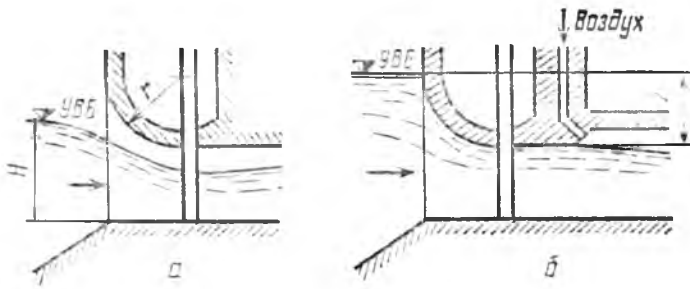


Рис. 4.8. Схемы закрытых водопропускных сооружений с незатопленным (а) и затопленным (б) входом и кривая пропускной способности прямоугольного отверстия (в).

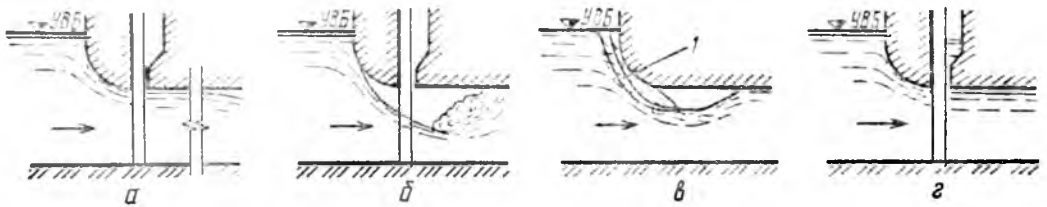


Рис. 4.9. Схемы закрытых водопропускных сооружений, работающих при различных гидравлических режимах (в зависимости от заполнения поперечного сечения): а — устойчивом частично напорном режиме; б — частично напорном с гидравлическим прыжком; в — неустойчивом частично напорном; г — напорном; 1 — воздушная воронка.

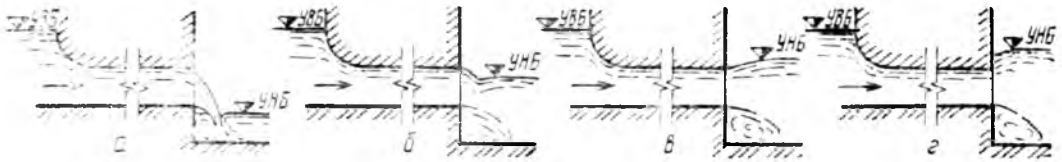


Рис. 4.10. Схемы закрытых водопропускных сооружений с различными гидравлическими условиями на участке за выходным отверстием: а, б, в, г — истечение соответственно свободное, незатопленное, подтопленное, затопленное.

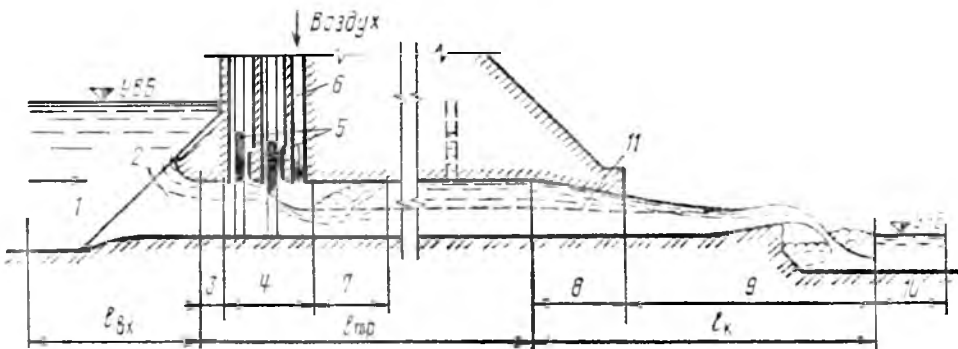


Рис. 4.11. Схема закрытого водопропускного сооружения:

1, 2, 3, 7—10 — участки соответственно подхода, входа (входной оголовок) и подводящий, отводящий, выходной, гашения избыточной энергии потока, перехода к естественному потоку; 4 — камера затворов; 5 — затвор; 6 — аэрационная труба; 11 — граница свободной поверхности при безнапорном режиме и течения.

ров в рамках башни управления затворами.

Транзитная часть. К настоящему времени еще не удалось достичь единого мнения по поводу оптимального гидравлического режима работы транзитной части. В условиях эксплуатации нормальных условий эксплуатации обеспечивать абсолютно ясный, устойчивый режим потока в пределах транзитной части сооружения. В полной мере этому требованию отвечают два режима: напорный и безнапорный; допустимость смешанных неблагоприятных переходных режимов пока не имеет специального обоснования результатами расчетов или модельных гидравлических исследований.

Неблагоприятными считают режимы (в том числе и переходные) с периодическим засосом воздуха в водосброс, пробковым движением воздушных скоплений по его тракту, с их выбросом из водосброса, сопровождающимся шумами и вибрациями.

Вопрос о допустимости существования гидравлического прыжка в пределах транзитной части водопропускного тракта бетонного сооружения, разрезанного деформационными швами, следует тщательно анализировать. Решение этого вопроса должно быть обосновано результатами гидродинамических исследований.

Для сооружений, работающих в широком диапазоне изменения граничных условий (колебания уровней верхнего и нижнего бьефов) и с большими расходами, целесообразна также схема, когда во входной части до затворов обеспечивается устойчивый напорный режим, а на отводящем участке — устойчивый безнапорный.

Сооружения, работающие с относительно небольшими расчетными расходами, можно запроектировать и с устойчивым напорным режимом потока. В этом случае по эксплуатационным соображениям целесообразно предусматривать пропуск воды по стальным или железобетонным трубам, размещенным в сухих галереях. Это позволит вести постоянный контроль за их состоянием и своевременно проводить необходимый ремонт.

Установлению в закрытом водопропускном сооружении устойчивого напорного режима при полном открытии затворов способствуют устройство плавного входа, соблюдение условия:

$$\frac{1}{\sqrt{\zeta_{вх} + 1}} \omega_{вх} \sqrt{z_{вх}} > \frac{1}{\sqrt{\zeta_{с} + 1}} \omega_{вых} \sqrt{H_{д}}, \quad (4.1)$$

где $\zeta_{вх}$ — коэффициент потерь на вход; $\omega_{вх}$ — площадь поперечного сечения в конце входного оголовка, м²; $z_{вх}$ — заглубление свода в конце входного оголовка под уровень верхнего бьефа, м; $\zeta_{с}$ — суммарный коэффициент потерь напора водосброса, отнесенный к выходному сечению; $\omega_{вых}$ — площадь поперечного сечения на выходе, м²; $H_{д}$ — действующий напор, м.

Устойчивый безнапорный режим в транзитной и концевой частях закрытого водопропускного сооружения целесообразно поддерживать с помощью следующих мероприятий: увеличением пространства между свободной поверхностью потока и сводом галерей, что достигается некоторым обжатием выходного отверстия камеры затворов забральной балкой, либо увеличением высоты галерей повышением свода (см. рис. 4,8, б); повышением свода галерей в выходном сечении по отношению к уровню нижнего бьефа; увеличением уклона дна галерей в транзитной части; организованным подводом воздуха в начале безнапорного участка; односторонним обжатием вертикального ствола (для шахтных и башенных водосбросов) перед коленом или относительно резким подъемом свода на отводящем участке с одновременной подачей воздуха в обоих случаях в начале безнапорного участка.

Надежность работы закрытых водопропускных сооружений в устойчивом безнапорном режиме должна быть всегда обоснована специальными расчетами или исследованиями. Длинные сооружения, характеризующиеся отношением их рабочей длины к высоте галереи $L/h > 10$ и числом Фруда $Fr = v^2/(gR) > 10$, должны быть оборудованы устройствами для подачи воздуха в начало безнапорного участка. Размеры этих устройств (аэрационных шахт) устанавливаются специальным расчетом или по результатам исследований. В любом случае площадь расчетного поперечного сечения шахты не должна быть меньше некоторого значения Ω_{min} , определяемого из условия:

$$\mu_{ш} \Omega_{min} = 0,04 \omega_r, \quad (4.2)$$

где $\mu_{ш}$ — коэффициент расхода аэрационной шахты, определяемый по обычным гидравли-

ческим зависимостям; ω_r — площадь поперечного сечения галереи водопропускного сооружения, м².

Допустимая степень заполнения площади поперечного сечения галереи водопропускных сооружений следующая (ω_b — площадь живого сечения потока в галерее, имеющей площадь сечения ω , R — гидравлический радиус):

$$\omega_b/\omega \quad 0,9 \quad 0,8 \quad 0,75$$

$$Fr = v^2/(gR) < 10 \quad 10..20 \quad > 20$$

Концевая часть. На этой части осуществляются сброс потока в нижний бьеф и гашение избыточной кинетической энергии. Применяемые при этом устройства рассмотрены в главе 4.4.

В самом общем случае кривые пропускной способности закрытых водопропускных сооружений должны состоять из двух ветвей (см. рис. 4.3): одна ветвь отвечает незатопленному входу (что соответствует для схемы — см. рис. 4.8, а — безнапорному режиму на всем водосбросном тракте, а для схемы — см. рис. 4.3. — затопленной воронке шахтного водосброса), а другая — затопленному входу; участок *пт* соответствует зоне переходных режимов. Нижняя пологая часть кривой $Q=f(H)$ соответствует формуле водослива, верхняя (крутовосходящая) — формуле истечения из отверстия или трубы. Если расчетный расход Q_p соответствует верхней ветви кривой $Q=f(H)$, то при увеличении его на некоторое значение ΔQ возможно довольно значительное превышение уровня верхнего бьефа ΔH — большее, чем в случае, если расход $Q+\Delta Q$ соответствует нижней ветви кривой. Таким образом, при закрытых водосбросах, особенно высоконапорных, ошибки в прогнозировании расчетного паводка более опасны, чем при открытых.

Пропускная способность закрытых водопропускных сооружений определяется известными из гидравлики методами в зависимости от режима их работы. Необходимо точно определять действующий напор H_d для сооружений с затопленным входом [107, 108].

4.1.4. Аэрация потока в водопропускных сооружениях

Аэрация потока заключается в насыщении его пузырьками воздуха, в результате чего по отдельным частям

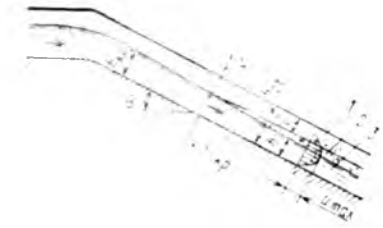


Рис. 4.12. Схема аэрации потока в открытом водопропускном сооружении:

1 — зона движения капель воды в воздухе; 2 — зона движения воздушных пузырьков в воде; 3 — зона движения воды без воздушных включений; 4 — граница начала аэрации.

сооружения движется уже не вода, а водовоздушная смесь (рис. 4.12). Аэрация развивается как с поверхности потока вследствие захвата им воздуха, так и внутри него в результате выделения газов, растворенных в воде, поступающей из водохранилища.

Параметры аэрированных потоков необходимо уметь прогнозировать по трем основным причинам:

аэрация существенным образом влияет на глубину потока, что следует учитывать при назначении высоты стенок водопропускных сооружений, выборе отметок мостов, пересекающих водосбросной тракт, установлении отметок свода безнапорных трубчатых участков;

с развитием процесса аэрации изменяются упругие свойства воды, что приводит к изменению динамического воздействия потока на его границы;

аэрация изменяет турбулентные характеристики потока, что отражается на эффективности гашения энергии потока в концевых частях сооружений.

Процесс аэрации потока начинается с некоторого его сечения, в котором средняя скорость v больше или равна критической скорости начала аэрации $v_{кр}$. Для условия натуральных сооружений значение $v_{кр}$ можно определить по следующей зависимости (Т. Г. Войнич-Сяноженцкий):

$$v_{кр} = 20,8 \sqrt{R} (1 + i^2)^{0,25} (1 - \sqrt{\lambda})^{-1}, \quad (4.3)$$

где i — уклон дна сооружения; R — гидравлический радиус; λ — коэффициент гидравлического сопротивления.

Требуемую высоту боковых стенок (см. рис. 4.12) в каком-либо сечении аэрированного потока приближенно можно определить по зависимости:

$$h_{ст} \sim h(1 + 0,12 \sqrt{Fr - 25}) + 0,3, \quad (4.4)$$

где h — глубина потока в рассматриваемом сечении без учета аэрации m ; Fr — число Фруда в этом же сечении; $Fr = v^2/(gh)$; 0,3 — конст-руктивный запас, м [63, 108].

Расчет рекомендуется проводить для нескольких расходов воды и принимать наибольшее значение $h_{ст}$.

С явлением аэрации приходится сталкиваться и в закрытых водопропускных сооружениях. При их работе в напорном режиме воздух поступает в воду через аэрационные шахты — воздуховоды. Если закрытое сооружение работает в безнапорном режиме, воздух поступает в воду частично через воздуховоды, а частично со стороны нижнего бьефа через не заполненную потоком верхнюю часть галерей. При недостаточном возмещении расхода воздуха, транспортируемого аэрированным потоком, соответствующим подводом его в галереи безнапорный режим течения в них нарушается — он может стать неустойчивым — переходным или напорным.

Транспортирование воздуха аэрированным потоком обусловливается следующими явлениями: движением воздуха над свободной поверхностью высокоскоростного водного потока; захватом воздуха потоком через границу контакта воды и воздуха, то есть самоаэрацией водного потока; естественной тягой воздуха, вызываемой разницей давлений и температуры воздуха на входе и выходе из аэрационной шахты; захватом воздуха локальными возмущениями потока — гидравлическим прыжком, веерным разбрызгиванием потока за затворами, струей за различного рода уступами и т. д.

Основная цель подачи воздуха в головную часть закрытого водосброса, работающего в напорном режиме, — уменьшение вакуума за затворами, а также снижение гидродинамических нагрузок со стороны потока на элементы сооружения вследствие проявления сжимаемости потока после его аэрации. Положительное действие оказывает аэрация и при возникновении кавитационных явлений (см. гл. 4.3).

Пропускную способность воздухо-водов можно определить по формуле:

$$Q_a = \mu_{ш} \Omega \sqrt{\gamma_a} \sqrt{2gh_0} \quad (4.5)$$

где $\mu_{ш}$ — коэффициент расхода аэрационной шахты; Ω — площадь ее поперечного сечения, m^2 ; γ и γ_a — плотность воды и воздуха, зависящая от температуры и давления, kg/m^3 ; h_0 — вакуум, м.

При установлении возможности самоаэрации потока в галереях необходимо увеличить пропускную способность аэрационных шахт с учетом дополнительного расхода воздуха Q_a на самоаэрацию, предварительно определяемого по формуле Н. Б. Исаченко:

$$Q_a = 0,04Q_B \sqrt{Fr - 40}, \quad (4.6)$$

где Q_a — расход воды в водосбросе, m^3 .

Исходя из условий соблюдения техники безопасности не разрешается: допускать в воздуховодах скорость движения воздуха больше 60 м/с; осуществлять забор воздуха в воздуховоды из рабочих помещений; допускать работу воздухопроводов, не оборудованных решетками и ограждениями на входе в них.

Количество воздуха, захватываемого гидравлическим прыжком $Q_{a,пр}$, можно установить по формуле:

$$Q_{a,пр} = \beta Q (\sqrt{Fr_1} - 1)^{1,4}, \quad (4.7)$$

где β — коэффициент, принимаемый в диапазоне 0,005...0,012; среднее рекомендуемое значение $\beta = 0,007$; Fr_1 — число Фруда для сечения перед прыжком $Fr_1 = v^2/(gh_1)$.

При числе Фруда для потока в закрытом водопропускном сооружении $Fr < 5$ расчеты безнапорного режима можно выполнять и без учета влияния воздуха.

4.1.5. Волнообразование в водопропускных сооружениях

Волны, возникающие в ряде случаев на транзитных участках водопропускных сооружений, можно подразделить на остановившиеся и катящиеся. Первый тип волн рассматривается в соответствующих разделах гидравлики бурных потоков (см. гл. 4.2). Катящиеся волны образуются на транзитной части сооружения после начального участка неравномерного движения, проявляясь на свободной поверхности потока в виде ряби и небольших чешуйчатых волн, которые по мере их продвижения вниз по течению нагоняют друг друга, сливаются и растут (рис. 4.13). При достаточно большой длине транзитной части весь поток оказывается разделенным на отдельные катящиеся волны — импульсы.

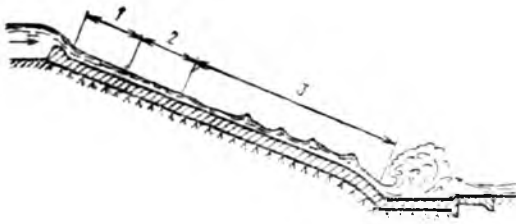


Рис. 4.13. Волнообразование в открытом водосбросе:

1 — начальный участок (кривая спада); 2 — ряд чешуйчатые волны; 3 — участок развития и перемещения катящихся волн.

Высота гребней этих волн обычно превышает расчетную глубину установившегося движения. Возникновение катящихся волн нарушает работу концевых частей, волны выплескиваются на бермы водопропускного тракта, возникает инфильтрация воды за облицовку. Чаще всего катящиеся волны возникают в сечениях прямоугольной и трапециевидальной формы, при больших уклонах (больше 0,02...0,025), распластанных поперечных сечениях. Они образуются как в неаэрированных, так и в аэрированных потоках. С гидравлической точки зрения основная причина возникновения катящихся волн — потеря потоком устойчивости движения.

Прогноз и расчет параметров катящихся волн можно выполнить по зависимостям Т. Г. Войнич-Сяноженцкого, подтвержденным данными натурных гидравлических исследований [65].

Вычисления следует проводить как для максимального расхода Q_{\max} , так и для $(0,2...0,8) Q_{\max}$.

В отдельных случаях можно допускать возникновение катящихся волн при расходах, существенно меньших расчетного, $(0,2...0,25) Q_{\max}$. Например, когда максимальные высоты волн оказываются меньше глубин, соответствующих прохождению максимального расхода (при отсутствии волн), и, кроме того, пульсирующее поступление расходов в колодец и нижний бьеф не нарушает существенным образом процесса гашения избыточной энергии потока и не вызывает неустойчивых волновых колебаний.

Мероприятия, обеспечивающие увеличение степени устойчивости бурного потока и предотвращение тем самым возникновения катящихся волн, рассмотрены в главе 6.2.

4.1.6. Пропуск льда через водопропускные сооружения

Основная задача, которую должен решить гидротехник при рассмотрении условий пропуска льда через створ гидроузла, — выполнение прогноза возможности задержания льда в верхнем бьефе для таяния или установления необходимости сброса его в нижний бьеф через водопропускные сооружения. Если в зимний период срабатывается незначительная часть объема водохранилища, то по мере весеннего наполнения его тальми водами лед начнет подтаивать и в таком состоянии поступит к водосливным пролетам. Верхний бьеф обычно вскрывается на расстоянии 0,1...0,5 км от водосброса. Установлено, что движение льда начинается при скоростях течения 0,5...1,3 м/с. Если скорости течения на подходе к водосбросу меньше 0,6...0,5 м/с, то лед тает в верхнем бьефе перед водопропускными сооружениями.

Для обеспечения беспрепятственных условий пропуска льда рекомендуется принимать ширину пролетов водосливных отверстий не менее 15...20 м, а общую ширину водосливного фронта — порядка 0,5...0,6 ширины реки.

Во избежание опасного подныривания льдин под затворы их открытие рекомендуется принимать не более 0,2 полной высоты отверстия.

Опыт пропуска тяжелых ледоходов через сооружения крупных гидроузлов показал, что задержание льда в верхнем бьефе на несколько суток приводит к интенсивному его таянию и потере прочности ледяного покрова. Объем льда, подлежащего сбросу в нижний бьеф, сокращается за это время в несколько раз.

При необходимости пропуска льда через донные и глубинные отверстия следует предусматривать мероприятия для максимально возможного снижения толщины и прочности льда с целью усиления процесса дробления ледяных полей до льдин, размеры которых обеспечивают возможность подныривать их в отверстия. Пропуск льда через туннельные водосбросы аналогичен пропуску через глубинные отверстия.

4.1.7. Абразивная эрозия бетонных поверхностей водопропускных сооружений

В практике эксплуатации водопропускных сооружений неоднократно наблюдались случаи абразивного повреждения их поверхностей наносами, обломками скалы и бетона, кусками металла, обрубками арматуры и т. д. [24]. Известны случаи эрозии от совместного воздействия кавитации и наносов. Чаще всего такие повреждения возникают на водосбросах гидроузлов с небольшими или заиленными водохранилищами. Необходимо принимать меры, исключающие попадание строительного мусора на плиты водобоев, а в случаях перемещения сбрасываемым потоком большого количества наносов применять износостойкие бетоны или облицовки. В качестве последних используют полимербетонные, каменные, металлические и деревянные облицовки. При выборе типа покрытия учитывают местные условия и результаты технико-экономического сравнения вариантов. При скоростях потока 8...10 м/с и наличии наносов (50...100 мм) рекомендуется применять облицовки из забракованных рельсов, швеллеров, двутавровых балок. При скоростях потока 15...20 м применяют сталебетонные (чугунобетонные) облицовки толщиной 10...15 см. При скоростях 30...50 м/с рекомендуется применять облицовки из каменного литья толщиной 10...12 см, гранита, базальта и других прочных горных пород толщиной 30...50 см. Облицовки из износостойких бетонов с маркой 300...600 толщиной 40...60 см используют при скоростях 8...15 м, предельных размерах наносов 50...100 мм. Облицовки из твердых пород дерева (дуб, бук, клен) толщиной 20...25 см применяют при скоростях 8...10 м, наносах до 50 мм.

4.2. МЕТОДЫ УПРАВЛЕНИЯ БУРНЫМИ ПОТОКАМИ И ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ИХ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ВОДОСБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В открытых и закрытых водосбросных сооружениях приходится проектировать различного рода расширения, сужения, повороты и другие переходные участки, в пределах которых необ-

ходимо предотвратить образование неблагоприятных для всего сооружения деформаций свободной поверхности, сопровождающихся возникновением остановившихся волн. Поток, находящийся на этих участках, как правило, в бурном состоянии, часто можно рассматривать как двухмерный, то есть полагать, что его глубина и скорости есть функции двух координат. Расчетная схема таких потоков имеет два основных допущения [108]: 1) векторы осредненных местных скоростей на нормали ко дну равны и находятся в одной плоскости; 2) нормальные к плоскости дна составляющие скоростей и ускорений малы и могут не учитываться в расчетах. Исследования показали, что эти допущения приемлемы, когда ширина потока в несколько раз больше его глубины, рельеф поверхности дна носит плавный характер, а плановая кривизна струй незначительна. Во многих случаях расчеты без существенных погрешностей можно упростить, исключив из рассмотрения силу трения. Любое плановое искривление боковой стенки в расчете можно представить состоящим из нескольких более мелких прямолинейных участков, изменение направления которых приводит к образованию в потоке линий возмущения остановившихся волн небольшой высоты. По мере удаления от стенок эти волны либо сближаются (поворот стенки внутрь потока), либо расходятся (поворот стенки от потока), что приводит к возникновению плавных повышений или понижений уровня свободной поверхности типа пологих волн (рис. 4.14). Если искривление стенки внутрь потока носит резкий характер, то линии возмущений накладываются друг на друга и появляется крутая остановившаяся волна, имеющая фронт и называемая в гидравлике косым гидравлическим прыжком. В случае резкого поворота стенки в сторону от потока возникает суммарное смещение линий возмущения, называемое косой пологой расширяющейся волной.

При пересечении линий возмущения в одной точке возникает централизованная простая волна (сужающаяся или расширяющаяся).

Уравнение сопряженных глубин косого гидравлического прыжка имеет вид:

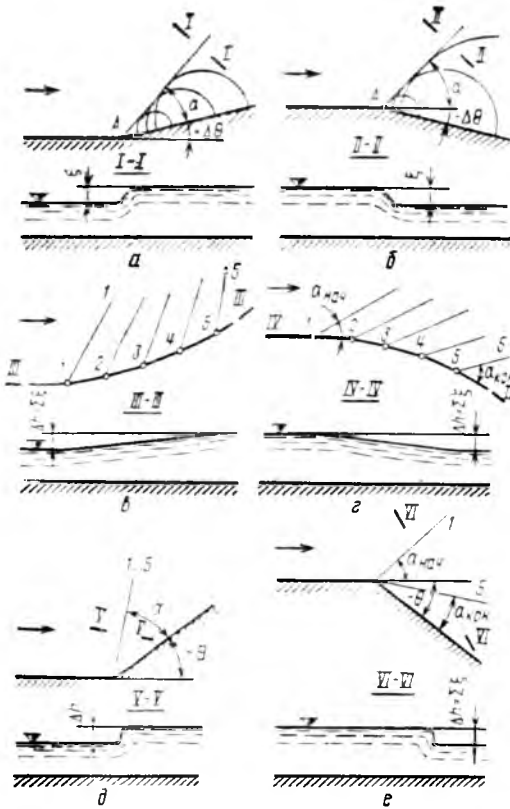


Рис. 4.14. Различные виды волн возмущения: а, б — малой высоты при повороте стенки внутрь и от потока; в, г — пологая волна при плановом повороте стенки внутрь потока и от потока; д — крутая волна (косой прыжок) при резком повороте стенки внутрь потока; е — пологая волна при резком повороте стенки от потока.

$$h_2 = h_1/2 (\sqrt{1 + 8Fr_1 \sin^2 \beta} - 1), \quad (4.8)$$

$$\text{где } Fr_1 = v_1^2 / (gh_1) = q_1^2 / (qh_1^3).$$

По формуле (4.8) определяют среднюю высоту крутой косой волны (рис. 4.15). При $\beta = 90^\circ$ формула (4.8) представляет обычное уравнение второй сопряженной глубины совершенного гидравлического прыжка.

При $\eta = h_2/h_1 \leq 2$ крутая косая волна называется волнистым прыжком и представляет цепь неподвижных (кноидальных) волн, затухающих на большой длине. Высоту гребня первой, наиболее высокой волны h_b , глубину в створе подошвы волны h_n и длину волн определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} h_b &= h_1 Fr_1 \sin^2 \beta; \\ h_n &= h_1 \sqrt{\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} + Fr_1 \sin^2 \beta \right)} \\ \lambda &= (2 \dots 3,5) h_2 \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

При $\eta > 2$ крутая волна называется прыжком — волной; его высоту в створе гребня первой волны определяют из зависимости:

$$h_b = \frac{1}{4} h_1 (3 \sqrt{1 + 8 Fr_1 \sin^2 \beta} - 5). \quad (4.10)$$

Для расчетного обоснования и проектирования переходных участков применяют три класса методов.

В первом классе методов рассматривают такие конструкции, в которых управление бурным потоком ведется с помощью одних лишь боковых стенок, а дно остается плоским или наклонным (рис. 4.16).

Расчеты таких участков обычно выполняют методами характеристик либо различными графоаналитическими способами, излагаемыми в специальных курсах гидравлики [108, 126].

Для участков сужения наиболее крутые волны получаются в сужении с прямолинейными стенками (рис. 4.16). Наименьшие деформации поверхности имеют место в сужениях, которые ограничены плавными криволинейными стенками (рис. 4.16, б) или имеют на своем протяжении радиальный характер течения (рис. 4.16, в).

График с серией кривых, полученных методом характеристик, позволяющий построить плановые очертания боковых стенок участка расширения с предельным расширением потока в плане при условии сохранения безот-



Рис. 4.15. Расчетная схема крутой волны (косого прыжка):

1 — гребень волны; 2 — свободная поверхность.

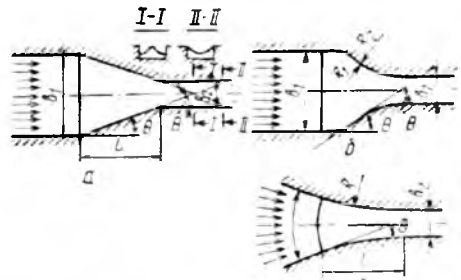


Рис. 4.16. Схемы сужающихся переходных участков.

рывного течения, приведен на рисунке 4.17 [108].

К первому классу относятся также и методы расчета поворотов. Простейшим является случай поворота потока с постоянным радиусом R .

Для определения угла наклона дна на таком повороте используют формулу:

$$\operatorname{tg} \alpha = v^2 / (gR),$$

где v — средняя скорость потока, м²/с; R — радиус оси поворота, м.

Повороты более сложных очертаний, а также участки сопряжения поворота с прямолинейными участками рассчитывают методами гидравлики двумерного потока. Они позволяют определить координаты стенок поворота с переменным радиусом, а также установить все параметры потока на этом повороте, включая отметки свободной поверхности и высоты стоячих волн.

Ко второму классу методов расчетного обоснования переходных участков относятся расчеты водосбросных сооружений с дном двойкой кривизны. Конструкции, рассчитанные этими методами, существенным образом деформируют поток; он имеет пространственно искривленную свободную поверхность, и соответственно давление в потоке оказывается распределенным не по гидростатическому закону. Расчетные методы этого класса базируются на использовании уравнений свободной поверхности и неразрывности. Этими методами рассчитывают рассеивающие трамплины (рис. 4.18), виражи, а также переходные участки, в пределах которых удается избежать волнообразования (образования стоячих волн) достиганием с помощью дна двойкой кривизны, задонного распределения удельных расходов.

Расчет конструкций методами второго класса ведут по специальным программам, как правило, с использованием ЭВМ. Для отдельных, наиболее часто встречающихся случаев используют специальные таблицы [108].

К третьему классу относятся методы расчетного обоснования конструкций, управляющих бурным потоком, разработанные на основе результатов модельных гидравлических исследований переходных и концевых участков водосбросных сооружений.

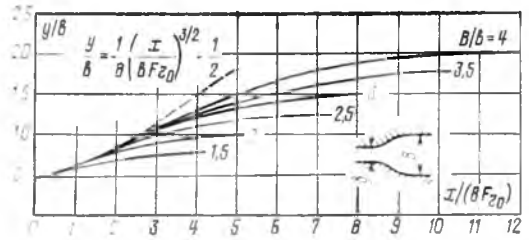


Рис. 4.17. Очертания расширяющегося участка, обеспечивающие безотрывное течение:

x и y — координаты стенки; b и B — ширины русла в начальном и конечном сечениях участка; F_0 — число Фруда в начальном сечении.

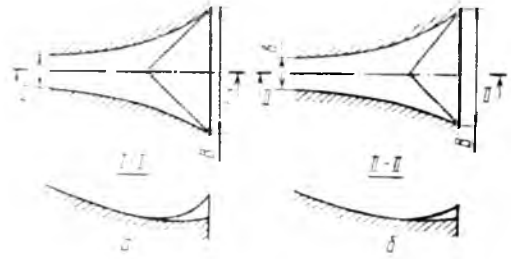


Рис. 4.18. Рассеивающие трамплины с дном двойкой кривизны:

a — симметричный; b — несимметричный.

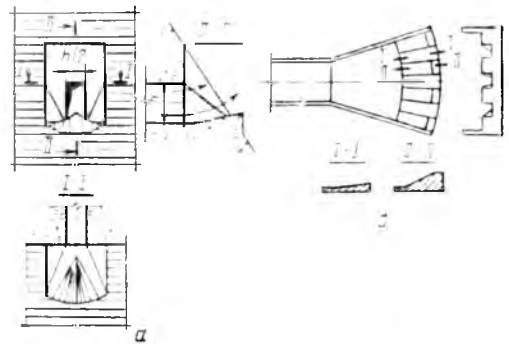


Рис. 4.19. Рассеивающие трамплины.

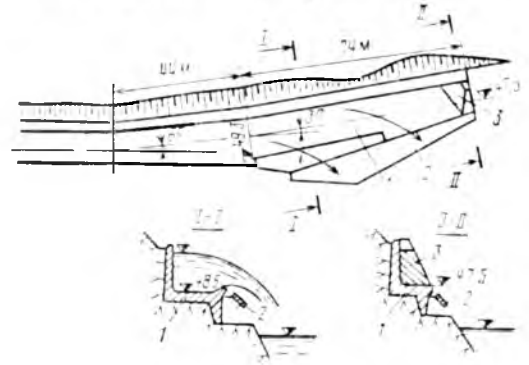


Рис. 4.20. Концевая часть трамплина с боковым сливом:

1 — трамплин; 2 — отражатель, работающий при сбросе малых расходов; 3 — отражатель в концевой части трамплина.

К числу конструкций, предложенных на основе этого класса методов, относятся рассеивающие трамплины различных типов (рис. 4.19). Например, для водосброса Чиркейского гидроузла в условиях узкого ущелья была разработана специальная конструкция трамплина с боковым сливом (рис. 4.20). Она позволила существенно уменьшить размыв нижнего бьефа на участке падения струи.

При разработке конструкций, управляющих бурным потоком, помимо расчетного обоснования аналитическими методами, их обычно исследуют в гидравлических лабораториях.

4.3. КАВИТАЦИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И МЕТОДЫ БОРЬБЫ С КАВИТАЦИОННОЙ ЭРОЗИЕЙ

4.3.1. Кавитация и ее влияние на сооружение

Кавитация возникает в жидкости при понижении в ней давления до предела, при котором происходят разрывы сплошности потока. Наступление кавитации характеризуется появлением мельчайших парогазовых пузырьков, которые при соответствующем развитии кавитации могут образовать в потоке кавитационные пульсирующие каверны. При повышении пульсирующих давлений в вихревом следе за обтекаемым телом или при сносе кавитационных пузырьков потоком в области повышенного давления пузырьки захлопываются (разрушаются). Если захлопывание происходит у твердой стенки, материал ее подвергается значительным механическим ударным воздействиям, которые в соответствующих условиях приводят к возникновению кавитационной эрозии.

В практике эксплуатации водосбросных сооружений при недостаточном учете при проектировании и строительстве опасности кавитации имели место случаи кавитационной эрозии различных элементов этих сооружений — гасителей энергии и расщепителей потока, водобойных плит за гасителями и уступами, поверхностей за плохо обтекаемыми пазами затворов и оголовками быков глубинных водосбросов, различными строительными неровно-

стями и дефектами (в местах плохого стыкования опалубки, за несрезанными стержнями арматуры и др.) [21, 22, 24, 77, 79]. Ощутимая кавитационная эрозия может образоваться быстро — для бетонов через несколько суток и даже часов, для стали через несколько месяцев, недель.

Условие появления кавитации — понижения давления в потоке жидкости до давления парообразования H_k , то есть когда мгновенное значение вакуума:

$$h_{\text{вак}} = H_{\text{ат}} - H_k, \quad (4.11)$$

где $H_{\text{ат}}$ — атмосферное давление; H_k — критическое давление (упругость) водяных паров.

Значение $H_{\text{ат}}$ зависит от высоты сооружения над уровнем моря: при отметке местности $\nabla = 0$ $H_{\text{ат}} = 10,33$ м, при $\nabla = 500$ м $H_{\text{ат}} = 9,74$ м, $\nabla = 1000$ м $H_{\text{ат}} = 9,18$, $\nabla = 1500$ м $H_{\text{ат}} = 8,64$ м и $\nabla = 2000$ м $H_{\text{ат}} = 8,14$ м.

В общем случае значение H_k зависит от температуры воды, выделяющегося из воды при кавитации воздуха и наличия твердых взвешенных частиц. Обычно два последних фактора не учитывают и приближенно принимают $H_k = H_t$, где H_t — упругость водяных паров для чистой воды. При температуре воды $t = 10^\circ\text{C}$ $H_t = 0,13$ м, при $t = 15^\circ$ $H_t = 0,17$ м, при $t = 20^\circ$ $H_t = 0,24$ м, при $t = 25^\circ$ $H_t = 0,32$ м и при $t = 30^\circ$ $H_t = 0,44$ м.

За критерий, характеризующий кавитацию, принимают параметр (число кавитации):

$$K = \frac{H_{\text{хар}} - H_k}{v_{\text{хар}}^2 / 2g}, \quad (4.12)$$

где $H_{\text{хар}}$ — осредненное во времени абсолютное давление в потоке вблизи обтекаемого тела или элемента сооружения без учета возмущений, вызванных этим телом или элементом (рис. 4.21); $H_{\text{хар}} = H_{\text{ат}} + H_{\text{нуб}}$; $H_{\text{нуб}}$ — избыточное давление. Так, для неровности (выступа) в открытом водоводе $H_{\text{хар}} = H_{\text{ат}} + H$. H — глубина воды над неровностью, м; $v_{\text{хар}}$ — осредненная во времени характерная скорость потока вблизи обтекаемого тела или элемента сооружения (например, скорость набегающего $v_{\text{нуб}}$), вычисляемая, как правило, с учетом реальной эпюры скоростей на подходе к обтекаемому телу участка потока (см. рис. 4.21, а), а в соответствующих случаях (см. ниже) средняя по сечению скорость или другая характерная скорость, м/с; g — ускорение свободного падения, $\text{м}^2/\text{с}^2$.

Существуют разные классификации видов или форм кавитации [77, 79]. Различают кавитацию плавно обтекаемых (в основном при безотрывном об-

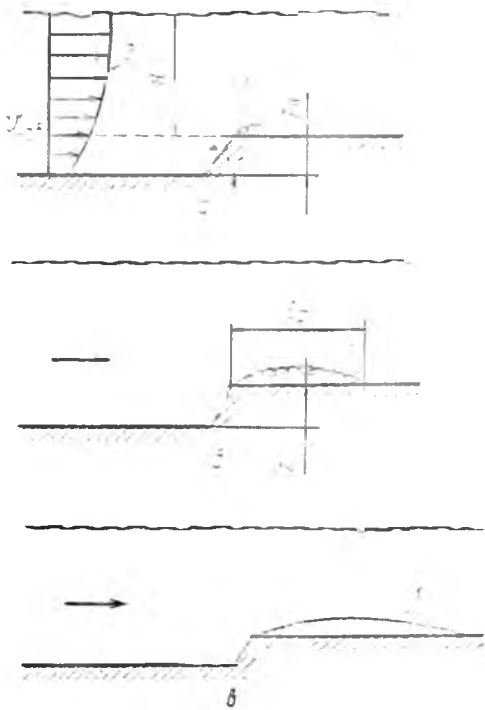


Рис. 4.21. Стадии кавитации:

a — начальная; *б* — развивающаяся; *в* — суперкавитация; *1* — кавитационная каверна (факел кавитации); *2* — эпюра скоростей.

течении оголовков водосливов, глубинных водосбросов, быков и т. п.) и плохо обтекаемых тел.

Для плохо обтекаемых тел, обтекание которых связано с образованием зон отрыва, имеет место срывная или вихревая форма кавитации (см. рис. 4.21), которая, в свою очередь, подразделяется на разновидности:

A — с вихрями, примыкающими к твердой стенке тела, вызвавшего кавитацию (рис. 4.22, *a*), или к твердой стенке, расположенной вниз по течению от этого тела (рис. 4.22, *б, в*) или к той и другой (рис. 4.22, *г*);

Б — с вихрями, срывающимися с острых краев обтекаемого тела и не

замыкающимися на твердых стенках (рис. 4.22, *д — ж*).

В гидротехнических сооружениях срывная кавитация имеет место, например, при обтекании гасителей энергии, пазов затворов, неровностей на поверхностях водосбросов и т. п.

В некоторых случаях выделяют также щелевую кавитацию, образующуюся в узких зазорах, например уплотнений затворов и ряда других форм.

Важно учитывать степень развития кавитации, которая характеризуется либо отношением $\beta = K/K_{кр}$, где K и $K_{кр}$ — параметры кавитации в данных условиях работы сооружения и в условиях начала возникновения кавитации (см. ниже), либо относительной длиной кавитационной области (кавитационного факела) l_f/z_n (см. рис. 4.21, *б*).

В зависимости от степени развития различают начальную стадию кавитации, развившуюся кавитацию и суперкавитацию (см. рис. 4.21).

Примерные значения β для плохо обтекаемых тел на границах различных стадий кавитации приведены на рисунке 4.23.

Различным формам и стадиям кавитации присущи различные особенности, в том числе и в отношении кавитационных разрушений. Так, для плохо обтекаемых тел при некотором значении $\beta = \beta_0$ в стадии развившейся кавитации у тела имеет место максимум кавитационной эрозии; в начальной же стадии и в стадии суперкавитации эрозия существенно меньше или вообще может отсутствовать, особенно при достаточно высокой кавитационной стойкости материала и непродолжительности кавитационных воздействий.

В связи с этим НИС Гидропроекта предложен коэффициент начала кави-



Рис. 4.22. Разновидности срывной кавитации за плохо обтекаемыми телами:

a—г — разновидность *A*, *д—ж* — разновидность *Б*, *1* — факелы кавитации (кавитационные каверны); *2* — зоны эрозии.

тационной эрозии $K_{крэ}$, при котором, несмотря на наличие кавитации, эрозия будет отсутствовать или будет настолько малой, что ею можно пренебречь. Очевидно, $K_{крэ} < K_{кр}$.

Срывная кавитация разновидности А, особенно в разившейся стадии, может быть опасна в отношении кавитационной эрозии, так как в этом случае кавитационный факел замыкается на теле или на твердой стенке за кавитирующим телом (см. рис. 4.22, а — з). Кавитация разновидности Б (см. рис. 4.22, д — ж) в основном не опасна, так как кавитационные области не замыкаются (или почти не замыкаются) на твердых стенках, что исключает или уменьшает возможность образования кавитационной эрозии. Такой вид срывной кавитации должен быть обычно безопасным не только в стадии суперкавитации или в начальной, но и при разившейся кавитации. Конструкции, работающие при кавитации вида Б, часто называют суперкавитирующими или безэрозионными.

Кавитационную эрозию при срывной кавитации можно уменьшить или исключить при повышенном содержании воздуха в воде.

Интенсивность кавитационной эрозии i (при прочих равных условиях) существенно увеличивается с увеличением скорости течения v (см. рис. 4.23). На значение i влияет и форма обтекаемого тела. Например, интенсивность эрозии за возбудителем кавитации в

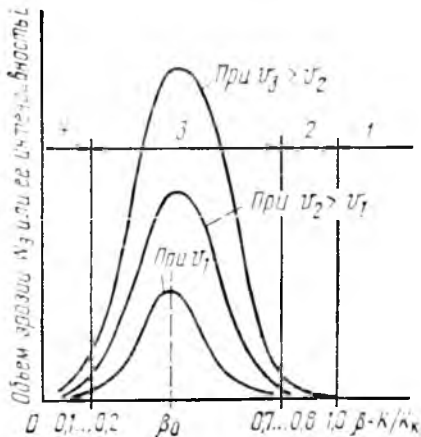


Рис. 4.23. Схематический график зависимости кавитационной эрозии i от степени развития кавитации β и скорости (v_1 — v_3) для срывной кавитации вида А:

1 — бескавитационный режим; 2, 3 — соответственно начальная и развивавшаяся кавитация; 4 — суперкавитация.

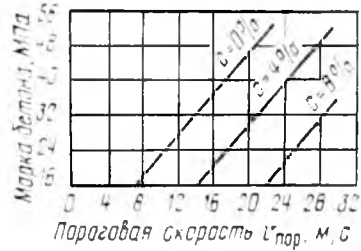


Рис. 4.24. Зависимость пороговой скорости $v_{пор}$ от марки бетона и содержания воздуха $c = 100Q_{возд}/Q_{воды}$ в пристенном слое потока при стадии кавитации β_0 в случае обтекания цилиндра (по данным опытов НИС Гидропроекта).

виде цилиндра больше, чем за выступом (по схеме рис. 4.21).

Эрозия плавно обтекаемых тел обычно меньше, чем плохо обтекаемых. При оценке возможности возникновения кавитационной эрозии данного материала следует учитывать значения пороговых скоростей $v_{пор}$. При скоростях $v_{хар} < v_{пор}$ длительное время практически не происходит кавитационной эрозии. Значение $v_{пор}$ зависит не только от вида материала, но и от очертаний обтекаемого тела, формы и стадии кавитации, а также от содержания воздуха (рис. 4.24).

4.3.2. Методы борьбы с кавитационной эрозией элементов водосбросных сооружений

Существует несколько методов борьбы с опасной кавитационной эрозией элементов водосбросных сооружений.

Недопущение кавитации или допущение ее в начальной стадии. Водосбросное сооружение проектируют с условием, чтобы вообще не было кавитации. В этом случае должно быть выполнено условие:

$$K \geq K_{кр}. \quad (4.13)$$

Опытные значения $K_{кр}$ для различных обтекаемых потоком элементов приведены в [77]. Для некоторых случаев значения $K_{кр}$ приведены ниже.

Значения $K_{кр}$ для некоторых типов гасителей энергии и расщепителей потока приведены на рисунке 4.25. При использовании приведенных значений $K_{кр}$ в формуле (4.12) надо в общем случае принимать:

$$H_{хад} = H_{ат} + h,$$

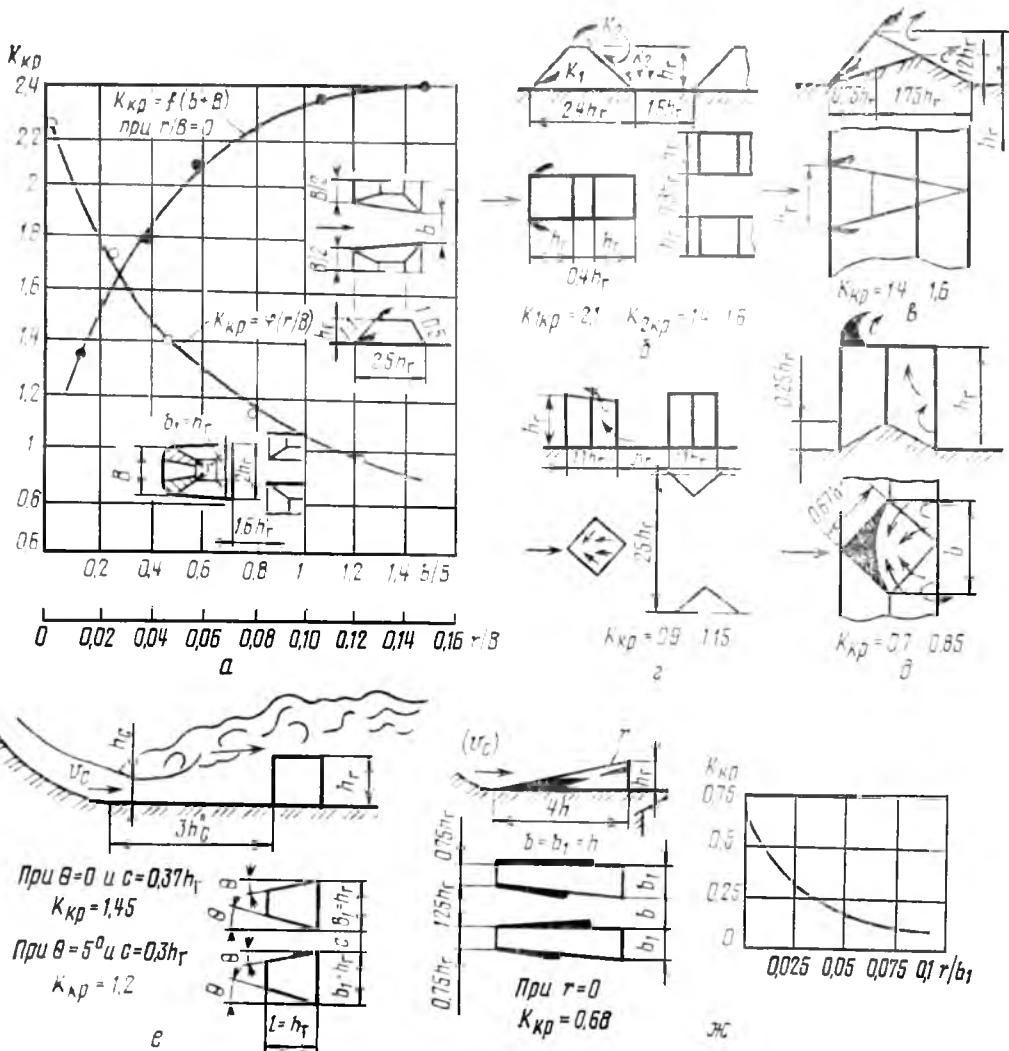


Рис. 4.25. Значения критических параметров кавитации $K_{кр}$ для некоторых видов гасителей энергии (а—е) и расщепителей потока (ж).

где h — высота водяного столба над гасителем, м.

Для гасителей, установленных в конце водобоя, можно приближенно принимать:

$$h = h_{н.б} - h_r,$$

где $h_{н.б}$ — глубина воды в нижнем бьефе, м; h_r — высота гасителя, м; $v_{хар} = v_c$ — скорость в сжатом сечении (см. рис. 4.25, е), м/с.

Для носков-расщепителей $H_{хар} = H_{ат}$ и $v_{хар} = (v_c)_{носка}$. Для гасителей, расположенных не в конце водобоя, значения h надо принимать по опытным данным; при $x/l_{пр} \approx 0,25$ ($l_{пр}$ — длина прыжка, x — расстояние от начала водобоя до гасителя) приближенно можно принимать $h/(h_{н.б} - h_r) \sim 0,75 \dots 0,85$.

Для гасителя, приведенного на рисунке 4.22, д, $K_{кр} \sim 0,9 \dots 1,15$, а для

приведенного на рисунке 4.22, е — $K_{кр} = 1,75$.

Для пазов (их низовых граней) при полном открытии затворов [77]:

$$K_{кр} = A [1 + 0,65 (W/h - 1)] K_W K_B, \quad (4.14)$$

где все обозначения и значения коэффициента A приведены на рисунке 4.26; δ — толщина пограничного слоя перед пазом, м, подсчитываемая по известным из гидравлики методам или определяемая экспериментально; $v_{хар}$ (см. формулу 4.12) — средняя скорость в створе пазов, м/с; $H_{хар}$ — среднее абсолютное давление в этом створе, Па.

При частичных открытиях затвора и напорном течении за ним или безнапорном, но с затопленной струей кавитация возникает существенно раньше, чем при полном открытии, и форма паза уже не имеет существенного значения ввиду практического исчезно-

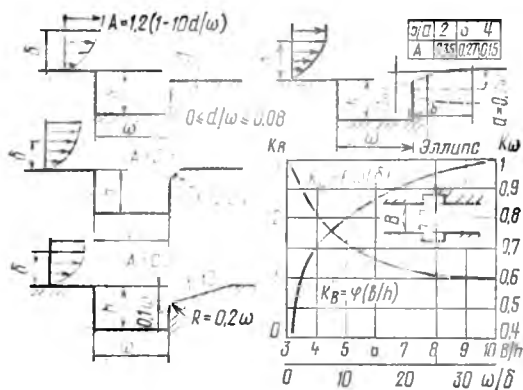


Рис. 4.26. Схемы к определению критических параметров кавитации пазов плоских затворов при полных открытиях (для $1 \leq W/h \leq 3$).

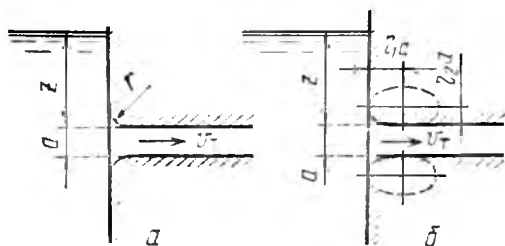


Рис. 4.27. Схемы кругового (а) и эллиптического (б) оголовков напорной трубы.

вения пограничного слоя в зоне потока у паза вследствие сжатия потока, возникновения вертикального течения воды по пазам и интенсивного бокового расширения потока. Практически приближенно можно принимать, что в этих случаях значения $K_{кр}$ пазов будут такого же порядка, как и для зоны отрыва потока от нижней кромки затвора, а именно для плоского затвора $K_{кр} \approx 1,6 \dots 2$ при затенении пазов ρ (отношение площади проекции на горизонтальную плоскость частей затвора, находящихся в пазе, к площади сечения паза Wh) более 75% и $K_{кр} \approx 2,2$ при ρ до 50%; для сегментного затвора $K_{кр} \approx 1,2 \dots 1,5$.

Для плавно очерченных входных оголовков напорных труб прямоугольного поперечного сечения $K_{кр} = 1,88$ при $r/a = 0,33$ и $K_{кр} = 1,56$ при $r/a = 0,5$ (круговой оголовок, рис. 4.27, а), для эллиптического оголовка с $\eta_1 = 1$ и $\eta_2 = 1,3$ (рис. 4.27, б) $K_{кр} = 1,02$ (см. «Гидротехническое строительство», 1967, № 4). Эллиптический оголовок лучше кругового в кавитационном отношении.

При определении значения K по формуле (4.12) для оголовков труб

надо принимать $H_{хар} = H_{ат} + z$ и $v_{хар} = v_t$, где v_t — средняя скорость в трубе за оголовком. Подробные данные по различным оголовкам труб приведены в [77].

Критические параметры кавитации на повороте напорного водовода можно определить по формуле (см. «Известия, ВНИИГ», т. 138, 1980):

$$K_{кр} = 1,1 / (R_0')^{0,7}, \quad (4.15)$$

где $R_0' = R_0 / (R_n - R_v) = R_0 / a$; R_0 — средний радиус закругления, м; R_n и R_v — наружный и внутренний радиусы закругления, м.

Для различных *неровностей* на обтекаемых поверхностях — выступов (см. рис. 4.21, а), образующихся, например при смещении опалубки, уступов (резких понижений поверхности вдоль течения), плавных выступов типа волны на ровной поверхности (сварной шов и т. п.), несрезанных, выступающих над бетонной поверхностью стержней арматуры и др. — получены значения $K_{кр}$. Так, для выступа

$$K_{кр} = 0,466 \sqrt[3]{\alpha^n}, \quad (4.16)$$

где α° — угол, $90^\circ \leq \alpha^\circ \leq 5^\circ$. В случае $\alpha^\circ = 90^\circ$ $K_{кр} = 2,1$. За $v_{хар}$ в расчетах значения K по формуле (4.22) принимают скорость набегающего $v_{наб}$ на высоте выступа (см. рис. 4.21, а); ее определяют известными из гидравлики расчетными методами (расчет пограничного слоя б) или экспериментально. Для уступа высотой z_n , если $z_n \geq \delta$, $K_{кр} \approx 1$, за $v_{хар}$ принимают максимальную по глубине скорость v_{max} до уступа; для несрезанной арматуры $K_{кр} \approx 3 \dots 4$ и $v_{хар} = v_{наб}$. Следует иметь в виду, что на участках резкого сжатия потока (входные оголовки, зоны истечения из-под затвора и др.) толщина пограничного слоя δ очень мала. Здесь обычно за $v_{хар}$ принимают среднюю скорость течения в данном сечении.

По значениям $K_{кр}$, принимая $K = K_{кр}$, можно вычислить допустимые (из условия практического отсутствия кавитации) высоты *неровностей* для различных их видов или установить, под каким откосом (или углом α , см. рис. 4.21, а) надо срезать данную *неровность* (специальными шлифовальными машинами), чтобы не было кавитации.

При этом требования к чистоте поверхности, обтекаемых высокоскоростными потоками, высокие. Часто смягчают эти требования, допуская кавитацию в начальной ее стадии, вводя в расчеты вместо $K_{кр}$ значение $K_{кр,э}$.

В [77] предлагается принимать $K_{кр,э} \approx 0,85 K_{кр}$. Такое снижение требований надо считать оправданным для многих случаев — для временных водосбросных сооружений

(строительного периода), при строгом контроле за работой конструкции и обеспечении возможности достаточно легкого проведения периодических ремонтов и т. п.

При очень больших скоростях потока требования к чистоте поверхности получаются практически невыполнимыми или трудновыполнимыми и приходится переходить к другим способам противокавитационной защиты (подвод воздуха в пристенный слой и пр.) или допускать небольшую эрозию (см. ниже). Так, по данным [21], на бетонной поверхности с коэффициентом шероховатости 0,012 при глубине безнапорного потока 4 м и средней скорости потока $v=30$ м/с допустимая высота выступа z_n при $\alpha=90^\circ$ (см. рис. 4.21, а) составляет всего 2 мм, а при $v=35$ м/с такой выступ надо сгладить с откосом 1:2 ($\alpha=26^\circ 30'$).

Применение безэрозионных конструкций. Перспективным является применение безэрозионных конструкций, работающих при срывной кавитации вида Б (см. рис. 4.22, д—ж). По идее, такие конструкции должны работать при отсутствии эрозии при любых стадиях кавитации и скоростях потока, так как кавитационные области не должны замыкаться на твердых стенках. Разработан ряд таких конструкций применительно к гасителям энергии (см. рис. 4.22, д—ж) и камерам затворов (рис. 4.28) [77]. Безэрозионные гасители применены на водосбросах Артемовского и Шамхорского гидроузлов. Надо, однако, иметь в виду, что опыт практического применения таких конструкций еще невелик, поэтому следует проявлять некоторую осторожность при их проектировании. Иногда при безэрозионных гасителях, например, предлагают твердые стенки в местах, где могут возникнуть некоторые эрозии (АВ и ВГ на рис. 4.22, е). В случае, если отдельные кавитирующие вихри все же прорвутся к поверхности водобоя, их следует выполнять из материалов с высокой кавитационной стойкостью (см. ниже).

Энергогасящая способность гасителей энергии несколько уменьшается с развитием кавитации, то есть с уменьшением $\beta=K/K_{кр}$.

Подвод воздуха или воды в области вакуума. При подводе воздуха в области кавитации кавитационная эрозия может быть значительно уменьшена или полностью устранена. При

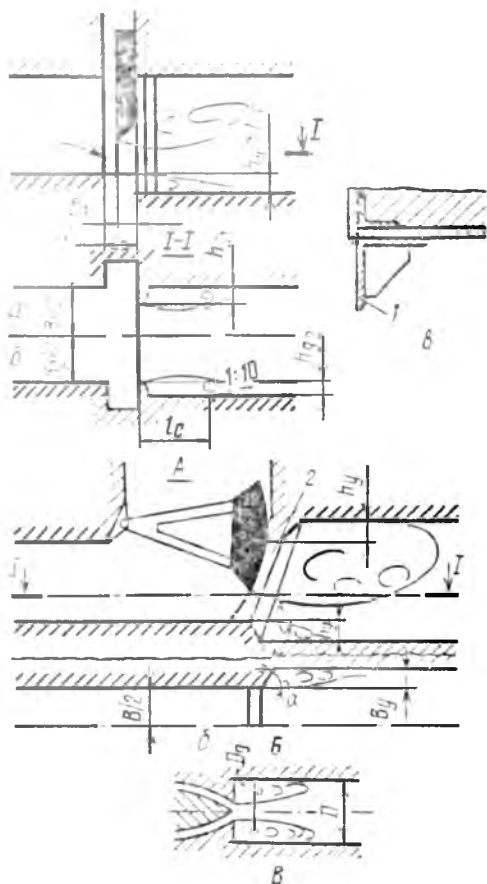


Рис. 4.28. Схемы камер затворов с замыканием областей кавитации вдали от стенок (напорный режим течения за затвором):

А — камера плоского затвора с низовым уплотнением и затенением пазов $\leq 0,6W$; а — с выступающими дефлекторами высотой $h_{д1} \geq 0,15B_1/2$; Б — камера обратного сегментного затвора с уступами $B_y > 1,3B/2$ и порогом $h_y > B_y$ ($\alpha > 60^\circ$, $\beta > 60^\circ$); б — с уплотненными стенками за пазом, образуют дефлектор высотой $h_{д2} > 0,2B_2/2$; б — с восстановлением ширины водовода на расстоянии $l > 10h_{д2}$ от пазы; в — схема конструкции дефлектора (1) по варианту а; 2 — зона от плоскости боковых уплотнений до начала уступа, требует дополнительных мер для защиты от кавитационной эрозии; В — камера игольчатого затвора $D > 1,35D_0$.

наличии в потоке воздуха повышаются и значения пороговых скоростей (см. рис. 4.24).

Подвод воздуха в камеры глубинных затворов широко применяют как для борьбы с кавитационной эрозией, так и для обеспечения устойчивого безнапорного режима за затвором.

НИС Гидропроекта разработана и осуществлена на Нурекском гидроузле конструкция водосброса со ступенчатой водосливной гранью [21]. За порожками ступеней образуются зоны вакуума, в которые засасывается воз-

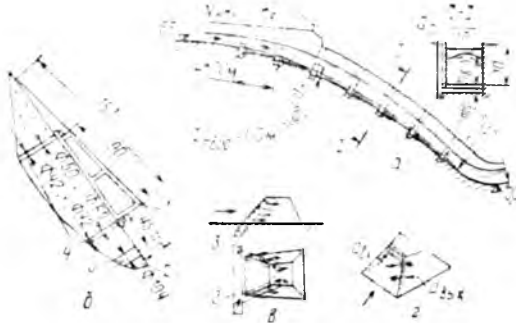


Рис. 4.29. Подвод воздуха (а—в) или воды (г) в области вакуума:

а — водосброс с аэрацией пристенной зоны. Гребни порожков совмещены с параболической кривой, построенной для $v_{нач} = 40$ м/с, высота порожков $h_{пор} = 0,4$ м, шаг порожков $L = 20$ м. При расходе воды $Q_{в} = 1300$ м³/с расход воздуха, вовлекаемого за порожок, $Q_{а}$ до 48 м³/с; б — один из трамплинов-аэраторов, исследованный на плотине Братской ГЭС; в — схема шашечного гасителя энергии с подводом воздуха в вакуумные зоны; г — схема гасителя энергии с подводом воды в область вакуума из области повышенного давления; 1 — трамплин-аэратор; 2 — водосливная грань; 3 — воздухоподводящая труба; 4 — анкер.

дух по трубам. При этом содержание воздуха в пристенном слое составляет не менее 7...8 %, что должно обеспечить отсутствие кавитационной эрозии. Подвод воздуха или воды в области вакуума показан на рисунке 4.29.

На водосливных гранях плотины для предотвращения кавитационной эрозии можно устанавливать трамплины-аэраторы (см. рис. 4.29, б). Такие аэраторы были испытаны на плотине Братской ГЭС и дали положительные результаты (см. Экспресс-информацию «Строительство гидростанций», № 9, 1969), они применены на ряде сооружений (водосбросах Усть-Илимского и Токтогульского гидроузлов и др.).

Недостаток конструкций гасителей энергии и растекателей с подводом воздуха в области вакуума (см. рис. 4.29, в) — их некоторое усложнение по сравнению с конструкциями без воздухопроводов; возможно и частичное засорение труб.

Лабораторные опыты показали [77], что эффективным средством улучшения кавитационных характеристик гасителей энергии может быть подвод воды в области вакуума из области с более высокими давлениями (см. рис. 4.29, г).

Применение относительно кавитационно-стойких материалов. К относительно кавитационно-стойким материалам можно отнести бетон гидротех-

нический высоких марок, цементные растворы, торкрет-бетон и др.

По данным испытаний ВНИИГ образцов различных материалов в камере Вентури при скорости $v = 30$ м/с были получены следующие коэффициенты относительной кавитационной стойкости n [77]:

бетон гидротехнический марки 300; крупный заполнитель — гравий, $d_{max} = 40$ мм — $n = 1$;

бетон марки >400 (до 600); крупный заполнитель — щебень или гравий с максимальной крупностью 10..40 мм, $B/C = 0,38..0,42$ — $n = 15..20$;

торкрет-бетон активизированный, цемент: песок молотый: песок крупный 1; 0,3; 2; $B/C = 0,35$, $R_{сж} = 50$ МПа — $n < 15$;

полимерные покрытия на основе эпоксидных композиций — $n = 200..500$ и выше;

полимерные покрытия на основе резиноподобных материалов (наирит, полиуретан) — $n = 500..1000$ и выше;

сталь 3 углеродистая — $n = 500..700$;

сталь нержавеющая 1X18M9T — $n = 1000$.

Интенсивности i кавитационной эрозии бетонов при стадии β_0 в среднем 0,675 были получены следующие: для бетона марки 300 $i_{max} = 0,13$ см/ч,

марки 400 с повышенной кавитационной стойкостью $i_{max} = 0,08$ см/ч. Для

бетона иной прочности или состава:

$$i_{max} = i_{max}^{300} / n, \quad (4.17)$$

где n — коэффициент относительной кавитационной стойкости.

При стадиях кавитации, отличных от стадии β_0 , будет ($v = 30$ м/с) [77]:

$$\text{при } \beta \geq 0,675 \quad i = i_{max} (1,9 \sqrt{0,95 - \beta}), \quad (4.18)$$

$$\text{при } \beta < 0,675 \quad i = i_{max} (1,83 \sqrt{\beta - 0,375}). \quad (4.19)$$

При скоростях, отличных от 30 м/с, интенсивность эрозии ориентировочно составит:

$$i = i_{30} (v/30)^m, \quad (4.20)$$

где $m \approx 7..8$; v — скорость течения, м/с; i_{30} — интенсивность эрозии при $v = 30$ м/с.

Стальные облицовки и полимерные покрытия существенно повышают кавитационную стойкость обтекаемой поверхности сооружения, однако они дорого. Полимерные покрытия целесообразно применять в сочетании с другими противокавитационными мероприятиями и для ремонтных целей (в том числе для заделки различных раковин

и других дефектов производства работ). Рекомендации по проектированию полимерных покрытий даны в [91].

В последнее время разрабатываются методы прогнозирования кавитационной эрозии элементов водосбросов, причем характеристики материала обтекаемой потоком поверхности предлагается выбирать с учетом продолжительности межремонтного периода и технико-экономического сопоставления вариантов (см. «Известия ВНИИГ». — Л., т. 162, 1983).

4.4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСТРОЙСТВ НИЖНЕГО БЬЕФА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Рациональное решение комплекса задач, связанных с созданием благоприятного гидравлического режима сопряжения бьефов и обеспечением нормальных условий перехода потока в естественное состояние, является важнейшим этапом проектирования любого водопропускного сооружения.

Устройствами нижнего бьефа принято называть такие конструктивные элементы водопропускных гидротехнических сооружений, которые служат как для предохранения дна водотока от механического разрушения в зоне гашения избыточной кинетической энергии потока, так и для интенсификации процесса сопряжения бьефов специальными гасителями энергии потока.

При проектировании устройств нижнего бьефа решается целый ряд взаимосвязанных задач, основные из которых — расчет параметров гидравлического режима сопряжения бьефов; расчетное обоснование размеров устройств нижнего бьефа; прогноз параметров взаимодействия потока с отдельными частями устройств нижнего бьефа для последующей оценки их устойчивости и прочности; прогноз общих и местных переформирований речного дна ниже сооружения.

4.4.1. Гидравлические режимы сопряжения бьефов

Трансформация естественных условий существования речного бассейна после возведения гидроузла вызывает необходимость учета двух основных

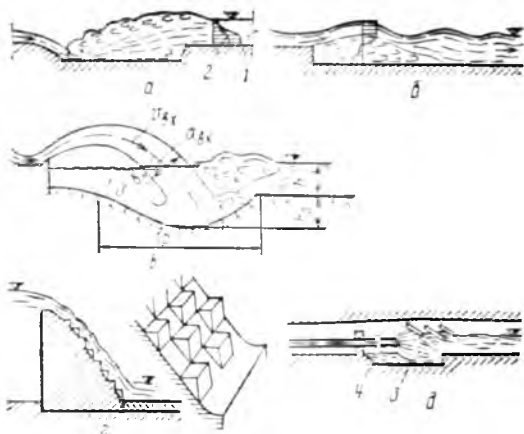


Рис. 4.30. Схемы гашения избыточной энергии потока:

а — донным гидравлическим прыжком; *б* — одной из форм поверхностного гидравлического прыжка; *в* — отбросом струи от сооружения; *г* — на водобойной грани, покрытой пирами в шахматном порядке; *д* — в камере гашения; 1, 2 — эпюры скоростей соответственно без гасителя и при устройстве гасителя; 3 — камеры гашения; 4 — конусный затвор.

факторов: 1) существенного сужения водосливного фронта по сравнению с руслом реки; 2) наличия значительной избыточной кинетической энергии у потока, прошедшего через отверстие водопропускного сооружения под воздействием перепада уровней воды в бьефах.

Возможные схемы сопряжения бьефов. В практике современного гидротехнического строительства используют большое число различных схем гашения избыточной энергии потока: одной из форм гидравлического прыжка (рис. 4.30, *а, б*).

отбросом или свободным падением струи, энергия которой гасится в водяной толще нижнего бьефа или в воронке размыва (рис. 4.30, *в*);

соударением струй в водяной или воздушной среде;

гашением энергии в пределах сооружения; гасители размещают непосредственно на водопропускном тракте или применяют специальные камеры гашения (рис. 4.30, *г, д*);

комбинацией двух или нескольких перечисленных схем.

Режимы сопряжения бьефов. Каждой схеме гашения отвечает определенный режим сопряжения бьефов. При гашении одной из форм гидравлического прыжка возможны два класса режимов, различающихся относительным расположением в вертикальной плоскости транзитной части потока: *донные* — при устойчивом нахождении

транзитной струи у дна и *поверхностные* — транзитная струя располагается на поверхности потока или в непосредственной близости от нее [107, 108, 126].

Устройства нижнего бьефа, плавно сочленяющие верховой участок с дном нижнего бьефа, в зависимости от значений сбрасываемого расхода и параметров до и после участка сопряжения могут работать при четырех видах режимов сооружения: трех донных (соответственно с отогнанным, предельным или затопленным прыжком) и поверхностным (типа второго критического).

При устройстве на концевом участке *носка-уступа* в зависимости от его высоты, положения уровня нижнего бьефа, значений сбрасываемого расхода и параметров потока до и после участка сопряжения в нижнем бьефе возможны как донные, так и поверхностные режимы. Их последовательная смена происходит через критические режимы. Различают [107, 108] четыре основных вида критических режимов: первый, разграничивающий режимы донный и поверхностный с незатопленным прыжком; второй, разграничивающий поверхностные режимы с незатопленной и затопленной струей; третий, разграничивающий режимы поверхностный с незатопленной струей и поверхностно-донный; четвертый, характеризующийся сменой поверхностного режима донным восстановлением или наоборот.

При гашении энергии потока по схеме отброшенной струи постепенный подъем отметок уровня нижнего бьефа до отметок носка-трамплина приводит к возникновению одного из видов поверхностного режима.

К наиболее распространенным и часто реализуемым схемам гашения относится сопряжение бьефов при донном режиме. Его недостаток — наличие значительных и медленно затухающих по длине донных скоростей и вращения в вальце плавающих тел (в том числе льда), могущих повредить поверхности сооружения.

Применение поверхностного режима сопряжения позволяет значительно облегчить крепление, а также создать благоприятные условия для сброса льда.

Этот режим рационален в тех случаях, когда он может быть создан

без значительного заглубления отметок крепления и подошвы плотины. К недостаткам этого режима, в определенной степени ограничивающим его широкое применение, следует отнести: неустойчивость границ надежного существования его различных форм; невозможность его создания при малой высоте носка-уступа; неизбежность возникновения значительных колебаний уровня нижнего бьефа (раскачка бьефа); необходимость в относительно больших глубинах нижнего бьефа.

Если глубина нижнего бьефа значительно меньше второй сопряженной глубины (или меньше глубины, определяющей нижнюю границу поверхностного режима) и одновременно концевая часть сооружения располагается на основании, характеризующемся значительной устойчивостью против размыва, целесообразно применять схему сопряжения с отбросом струи с носка-трамплина. Основное достоинство этой схемы — устойчивый и гидравлический ясный режим сопряжения. К недостаткам ее относят: неупорядоченный характер течения в нижнем бьефе в начальный период эксплуатации сооружения; необходимость предварительного устройства ямы размыва (до ее полного формирования и образования отмостки); относительно высокую степень неравномерности распределения удельных расходов по ширине нижнего бьефа: эксплуатационные затруднения, вызванные разбрызгиванием струй и образованием водяной пыли; сложность размещения сливной поверхности для разгона струи и трамплина на низовой грани плотины (особенно если это арочная плотина); опасность нарушения устойчивости склонов, вызванную образованием глубокой воронки размыва (особенно в узких створах).

Интенсификация процесса гашения и улучшения режима сопряжения бьефов с благоприятным перераспределением скоростей достигается специальными конструктивными мерами: применением гасителей энергии и расщепителей потока; устройством энергогасящих диффузоров, искусственных шероховатостей, пирсов-гасителей на водосливных гранях, камер гашения и устройств для соударений струй в пределах транзитной части водопропускного сооружения; увеличением ширины живого сечения потока и умень-

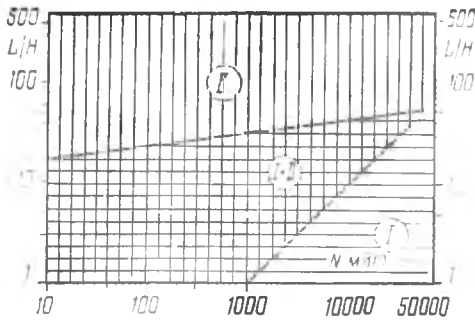


Рис. 4.31. Области преимущественного применения различных схем сопряжения бьефов (В. М. Семенков):

I — гашение отбросом струи в нижний бьеф; *II* — гашение в колодце одной из форм гидравлического прыжка.

шением удельных расходов в начале участка сопряжения и т. д.

Области преимущественного применения различных схем сопряжения бьефов (результаты обобщения данных более чем по 400 построенным отечественным и зарубежным гидроузлам) приведены на рисунке 4.31. Определенные схемы имеют определенные области их преимущественного использования. Эти области показаны в зависимости от расчетной мощности сбросного потока N и от относительной ширины речной долины L/H (L и H — длина плотины по гребню и ее высота; $N = 0,0098 QH_v$; Q — расчетный расход водосброса; H_v — перепад между УВБ и УНБ при пропуске расчетного паводка).

Особенности плановой задачи гидравлики в нижнем бьефе. Как правило, движение сбрасываемого потока в нижнем бьефе сопровождается его резким расширением в плане. Параметры этого расширения обусловлены плановыми очертаниями берегов и расположением водопропускного сооружения относительно русла реки. Резкое плановое расширение неизбежно сопровождается отрывом потока от стенок

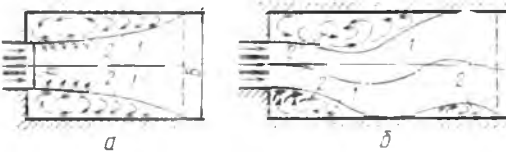


Рис. 4.32. Возможные схемы течения потока в симметричном нижнем бьефе при симметричной работе всех отверстий водопропускного сооружения:

a — симметричное растекание транзитной струи; *b* — сбойные течения; *1* — границы транзитной струи; *2* — водоворотная зона.

сооружения и возникновением водоворотных зон. Это приводит к разделению потока на транзитную часть, в которой перемещается основная масса воды, и нетранзитную — водовороты.

Возможные схемы течения потока в симметричном нижнем бьефе при симметричной работе всех отверстий водопропускного сооружения приведены на рисунке 4.32.

Движение транзитной части возможно в двух формах: в виде плавнорасширяющегося в плане потока, соответствующего его режиму; в виде сбойного течения, характеризуемого постоянным изменением направления (сбойность) практически нерасширяющейся струи. Границы транзитной части и параметры водоворотов устанавливаются специальным гидравлическим расчетом. Возникновение сбойности ухудшает условия сопряжения бьефов и создает неблагоприятную плановую картину течения потока. Различают следующие формы сбойных течений: в виде резкого изменения направления потока после выхода его из сооружения в широкий нижний бьеф ($b/B \leq \leq 0,8$); в виде сжатия потока, вызываемого боковым натеканием воды из окружающих водоворотов.

4.4.2. Основные элементы крепления при донном режиме сопряжения. Определение параметров крепления

Совокупность сооружений, предусматриваемых в нижнем бьефе для обеспечения безопасного и надежного в эксплуатационном отношении отвода сбрасываемого потока в русло реки, называется *креплением нижнего бьефа* (рис. 4.33). Различают три основные части крепления: водобой, риберму и концевую часть. Элементы конструкции крепления, предназначенные для качественного и количественного преобразования режима и параметров движения потока на участке сопряжения бьефов, называются *гасителями* (рис. 4.34, *a* — *г*). Характер их воздействия на поток многогранен.

Различают три основных вида воздействия: реактивное, диссипирующее и распределительное. *Под реактивным воздействием* понимают ту часть динамического воздействия, которая выражается проекциями реакций гасителей на горизонтальную ось, направленную

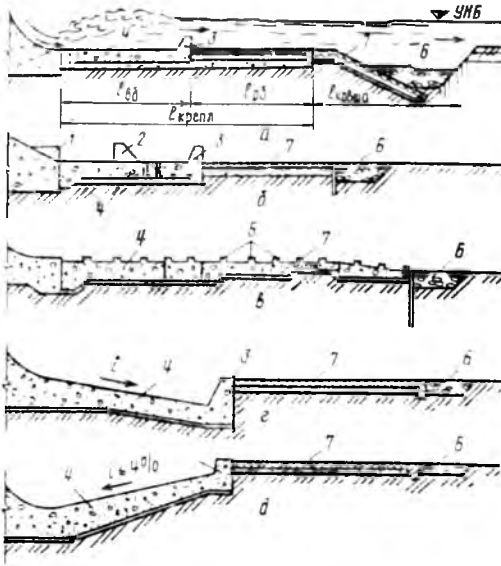


Рис. 4.33. Схемы крепления нижнего бьефа при донном режиме сопряжения:

а — гладкий водобой с порогом по типу водобойной стенки; б — водобой с гасителями, расщепителями и концевым порогом; в — водобой и рисберма с положительным наклоном; г — наклонный водобой с положительным наклоном; д — наклонный водобой с отрицательным наклоном; 1 — расщепитель; 2 — гаситель; 3 — порог; 4 — водобойная плита; 5 — ребра искусственной шероховатости; 6 — концевая часть; 7 — рисберма.

в сторону, противоположную течению. Реактивное воздействие гасителей есть средство управления сопряженными глубинами потока в нижнем бьефе.

Диссипирующее воздействие проявляется во влиянии гасителей на интенсивность процесса диссипации (рассеяния) энергии потока. Это воздействие тем больше, чем на большее число струй они условно разрежут поток. В связи с этим разрезные типы гасителей работают эффективнее сплошных. Гасители стабилизируют положение гидравлического прыжка.

Под распределительным воздействием гасителей понимают влияние последних на перестроение кинетической структуры потока. При выходе потока с рисбермы на незащищенное дно выгодно иметь эпюру скоростей поверхностного типа (с максимумом сверху). Гасители помогают создать ее искусственно, подтормаживая и отклоняя придонные слои потока к поверхности.

Гасителям принадлежит ведущая роль в уменьшении длины плиты водобоя. Их делят на шашки и пирсы. Шашки (см. рис. 4.34, а) имеют высоту меньше, чем ширину или длину,

пирсы (см. рис. 4.34, б, в) — наоборот, больше.

Элементы конструкции крепления, предназначенные для улучшения работы гасителей, уменьшения удельных расходов струи в месте падения ее на основание, увеличения эффективной глубины потока, входящего на водобой, называются *расщепителями потока* (рис. 4.34, е). Обычно расщепители устанавливают параллельно направлению потока и симметрично относительно его оси. При сходящихся и расходящихся боковых стенках водосброса расщепители можно устанавливать веерообразно.

Вертикальные, ступенчатые, наклонные или зубчатые стенки, располагаемые в конце водобойной плиты и в отдельных случаях на рисберме, на-

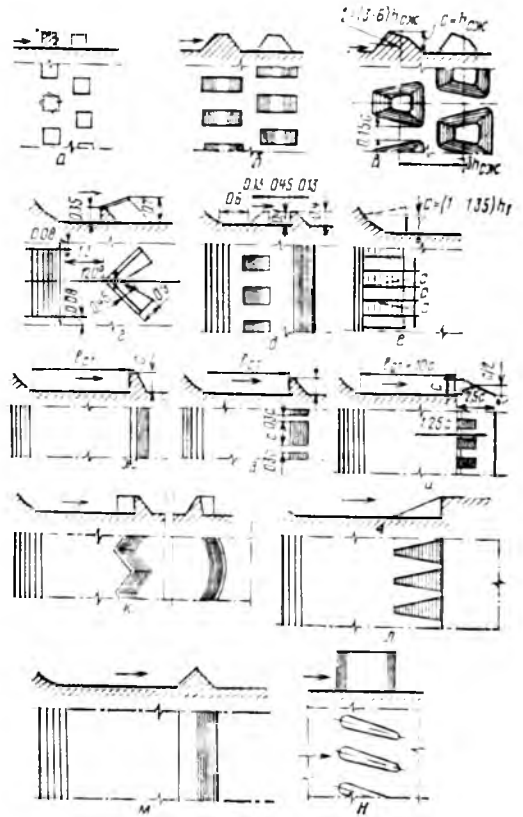


Рис. 4.34. Расщепители, гасители и концевые пороги:

а — шашки; б — пирсы; в — гаситель Гидропроекта; г — гаситель-раскататель Д. И. Кумина; д* — гаситель А. С. Образовского; е — расщепитель; ж — сплошная водобойная стенка ($c=0,12h_{кр}$); з — прорезная стенка; и — зубчатый порог Т. Ребока [$c=(0,15...0,2)qVP$, где P — разность отметок входного порога и дна водобоя]; к — зигзагообразный и криволинейный пороги; л — порог с клиновидными прорезьями; м — порог Шоκληча. На рисунках, помеченных звездочкой, размеры указаны в долях от $h_{кр}$

зываются *концевыми порогами* (рис. 4.34, ж — м). Назначение порога состоит в образовании посредством отклонения донных струй за водобоем длинных плоских вальцов, взаимодействующих с транзитным потоком и способствующих дополнительной диссипации энергии. Концевые пороги также способствуют предохранению незащищенного дна за рисбермой от размыва, уменьшением донных скоростей, а также играют заметную роль в равномерном распределении удельных расходов по ширине рисбермы. С учетом последнего концевые пороги иногда называют распределительными.

Концевые пороги в плане можно располагать как нормально направлению течения, так и под углом к нему. В отдельных случаях устраивают криволинейные в плане и полигональные (зигзагообразные) пороги (см. рис. 4.34, к). Порог, прорезанный на всю высоту, называется зубчатым (см. рис. 4.34, л). Сплошной, не имеющий прорезей порог называют водобойной стеной (см. рис. 4.34, ж).

Помимо гасителей, для обеспечения равномерного распределения потока по ширине водобоя или для изменения его направления применяют элементы конструкции крепления, называемые растекателями (рис. 4.34, н). Обычно они представляют высокие, удлиненные в плане гасители, поставленные косо к направлению течения потока.

Общие недостатки всех растекателей, гасителей и расщепителей — быстрый износ углов из-за повреждений их плавающими предметами (льдинами, бревнами, наносами); кавитационная эрозия ребер и плоскостей (см. гл. 4.3).

Наиболее прочной и массивной частью крепления является водобой (см. рис. 4.33, позиция 4). На нем располагают гидравлический прыжок, который должен быть либо затоплен, либо находиться в критическом положении. С целью затопления прыжка плиту водобоя заглубляют в грунт основания, или снабжают гасителями, расщепителями и концевыми порогами, или делают наклонной (см. рис. 4.33, з, д). Отметку поверхности водобоя выбирают на основе результатов технико-экономического сравнения вариантов. Для водосбросов крупных гидроузлов гидравлические условия работы всех частей крепления исследуют в гидрав-

лических лабораториях на пространственных моделях.

Водобой обычно имеет массивную бетонную плиту. Для борьбы с абразивной и кавитационной эрозией его поверхность выполняют из особопрочных бетонов, стальбетонов и полимербетонов (см. гл. 4.1). В швах между плитами водобоя, устраиваемых из условий экзотермического разогрева бетона и технологии производства работ с учетом динамических условий работы каждой плиты, выполняют надежные уплотнения для предупреждения выноса грунта из основания. Водобойные плиты укладывают таким образом, чтобы их общая поверхность была ровной, без уступов и выступов. Плоскость плит располагают несколько ниже плоскости поверхности водосливной грани или дна быстротока, то есть с небольшим уступом. Это делается для того, чтобы избежать образования обратного выступа в том случае, если тело плотины (или плиты быстротока) будет иметь осадку большую, чем плита водобоя. В конце водобойной плиты предусматривают устройство небольшого зуба для предупреждения неблагоприятных явлений, которые могут быть вызваны оседанием плит рисбермы. В абсолютном большинстве случаев под плитами водобоя устраивают горизонтальный плоский дренаж с обратным фильтром. Дренажные воды отводят через специальные дренажные колодцы с фильтровой набивкой. Этим же колодцам принадлежит определенная роль в снятии дефицита давления (см. ниже).

При размещении дренажных колодцев необходимо учитывать гидродинамические нагрузки. Длину водобойной плиты без гасителей принимают равной:

$$l_{вб} = (1 \dots 1,25) l_{пр}. \quad (4.21)$$

Длина водобоя с гасителями:

$$l_{вб.г} = 0,8 l_{пр}, \quad (4.22)$$

где $l_{пр}$ — длина затопленного гидравлического прыжка, м;

$$l_{пр} = 6 (h_{н.б} - h_1) \sim 6,9 (h_2 - h_1). \quad (4.23)$$

Длину водобойных плит можно сократить применением водобоев с прямым или обратным уклоном поверхности. Эти водобои хорошо исследованы и неоднократно применялись в практике. Водобои с прямым уклоном обычно имеют уклон от 1:4 до 1:2.

Обратный уклон водобоев следует ограничивать 1%. При больших обратных уклонах на водобое возникает волнистый прыжок, который менее эффективен при сопряжении бьефов, чем затопленный донный.

Толщину водобойной плиты назначают на основе результатов расчетов ее устойчивости (на сдвиг, опрокидывание и всплытие) и прочности, выполненных с учетом всех сил и воздействий. Арматуру водобойной плиты подбирают по эпюрам моментов в вертикальных ее сечениях с учетом конструктивных факторов. Разрезку плиты швами поперек потока обычно принимают равной длине секции плотины.

Гасители на водобое устанавливают в соответствии с рекомендациями, содержащимися в специальной литературе. Обычно первый ряд гасителей располагают на расстоянии $l_{\text{ряд}} = (1...1,5)h_1$ от сжатого сечения. Высота гасителей $h_g \approx (0,75...2,5)h_1 \approx (0,5...0,7)h_{\text{кр}}$.

Ширину гасителей и расстояние между ними чаще всего принимают равными их высоте, в плане гасители размещают в шахматном порядке.

Вслед за водобоем идет менее массивная часть крепления — рисберма (см. рис. 4.33, позиция 7). Назначение рисбермы — защитить дно от размыва на участке завершения гашения избыточной энергии потока. На рисберме гасится 30...40% энергии водного потока, сбрасываемого в нижний бьеф через сооружение. Главное свойство, которое должно быть присуще рисберме в отличие от массивного водобоя, — гибкость, позволяющая ее плитам, не теряя связи между собой, следовать возможному перемещению речного дна. Фильтрационный поток, выходящий из-под водобоя, должен иметь возможность свободно выйти на участке рисбермы без каких-либо фильтрационных деформаций основания. Для этого рисберму, как правило, укладывают по слою обратного фильтра. Для крепления рисбермы используют бетонные и железобетонные плиты (сборные и монолитные), каменную наброску и кладку, габионы, ряжи, заполненные камнем (рис. 4.35). Для выхода фильтрационного потока в бетонных плитах устраивают дренажные колодцы (от $0,25 \times 0,25$ до 1×1) на расстоянии 5...10 м один от другого.

Общую длину крепления (водобой

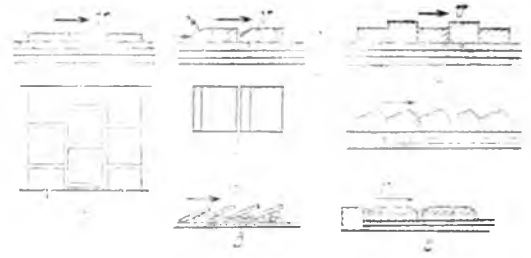


Рис. 4.35. Типы крепления рисберм:

а — плиты; б — перфорированные скошенные плиты; в, г — бетонные шероховатые блоки; д — чешуйчатое крепление; е — железобетонный тюфяк; 1 — щебень; 2 — гравий; 3 — песок.

плюс рисберма) можно определить по одной из зависимостей Д. И. Кумина:

$$l_{\text{крепл}} = 9(h_2 - h_1); \quad (4.24)$$

$$l_{\text{крепл}} = 6(h_2 - h_1) + 8h_{\text{кр}}. \quad (4.25)$$

Длину крепления можно определять и в долях от глубины h_2 на водобое или в долях $h_{\text{кр}}$:

$$\begin{aligned} \text{крепления при водобое с гасителями} & \quad l_{\text{крепл}} = (7...10)h_2; \\ \text{крепления при водобое без гасителей} & \quad l_{\text{крепл}} = (14... \\ & \quad \dots 15)h_{\text{кр}}. \end{aligned}$$

Концевую часть крепления (см. рис. 4.34, позиция б) чаще всего выполняют в виде ковша с камнем, зуба, свайного ряда или каменной отсыпки. Наибольшее распространение для случаев сопряжения с донным прыжком получили ковши с камнем, заложение верхового откоса которых 1:4...1:5. Низовой откос после пуска сооружения в эксплуатацию постепенно размывается. Дно ковша закладывают на отметке ожидаемого размыва. Верховой откос и его подошву покрывают гибким креплением из бетонных плит на щебеночной подсыпке. Внутрь ковша отсыпают камень слоем до 4 м. Необходимый объем камня:

$$W_{\text{к}} = 3h_{\text{р}} B d, \quad (4.26)$$

где $h_{\text{р}}$ — ожидаемая глубина размыва ниже дна ковша, м; d — толщина слоя развалки камня по откосу, м; на волжских гидроузлах $d = 1,5$; B — ширина ковша по фронту, м.

Диаметр камня определяют по скорости у подножья верхового откоса ковша с учетом интенсивности турбулентности потока $v_{\text{ковша}} = Kv_0$, где $v_0 = q/h_{\text{р}}$, $K = 1,5...3$.

Значение K , характеризующее турбулентность потока, возрастает по мере увеличения $a_{\text{к}}/h_{\text{р}}$, $\eta = h_2/h_1$ и с уменьшением длины рисбермы ($a_{\text{к}}$ —

глубина ковша от дна реки, м; h_p — глубина ковша от уровня нижнего бьефа, принимаемая равной глубине ожидаемого размыва за рисбермой, м).

4.4.3. Гидродинамические нагрузки на плиты водобоев и рисберм

В условиях донного режима сопряжения на плиты водобоев и рисберм действуют значительные вертикальные гидродинамические нагрузки. Осредненная во времени вертикальная нагрузка при условии снятия фильтрационного давления на плиту от верхнего бьефа до водобоя разгрузочными дренажами определяется *дефицитом давления*, устанавливаемым для верхней плоскости плиты. Под дефицитом давления понимают разность между отметками уровня нижнего бьефа и пьезометрического напора в рассматриваемых точках верхней плоскости плиты. В условиях плоской задачи осредненная нагрузка зависит от продольной эпюры дефицита давления. В условиях пространственной задачи для определения осредненных нагрузок необходимо располагать данными как о продольной эпюре, так и о поперечных эпюрах дефицита давления, полученных для различных сечений рассматриваемых плит.

Значения актуальных гидродинамических нагрузок на плиты водобоя и рисбермы, выраженные в единицах силы, определяют по формуле:

$$P = \bar{p} \pm A/2, \quad (4.27)$$

где \bar{p} — осредненная во времени (статическая) нагрузка на плиту, Па; A — максимальный размах пульсации нагрузки. Под актуальной понимается наибольшая нагрузка, определяемая суммированием первого и второго членов формулы.

Параметры эпюры дефицита давления. При отсутствии на водобое гасителей действительную эпюру дефицита давления с принимаемой точностью можно заменить трапецией (рис. 4.36, а), большую и меньшую стороны которой определяют из зависимостей:

$$h_{\text{дmax}}/h_{\text{кр}} = 0,85 \left(1 - 0,55 \sqrt{h/h_2 - 1} \right) \times \sqrt{(E_0/h_{\text{кр}}) - 2}; \quad (4.28)$$

$$h_{\text{дmin}}/h_{\text{кр}} = 0,15, \quad (4.29)$$

где $h_{\text{дmax}}$ и $h_{\text{дmin}}$ — ординаты эпюры дефицита давления, м; $h_{\text{кр}}$ — критическая глубина, м; h — глубина нижнего бьефа, м; h_2 — вторая

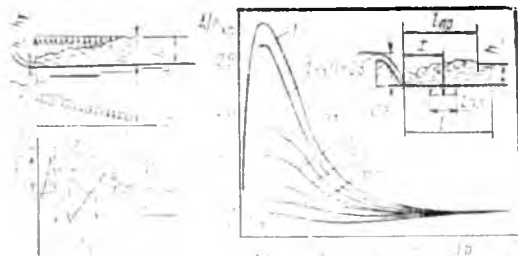


Рис. 4.36. Определение параметров нагрузок на плиты водобоя:

а, б — типичные эпюры дефицита соответственно на гладком водобое и на водобое при наличии сплошной или прорезной стенки; в — зависимость $A/h_{\text{кр}} = -1/(x/h_{\text{кр}}) \cdot (x/h_{\text{кр}})$ при $T_0/h_{\text{кр}} = 9$.

сопряженная глубина гидравлического прыжка, м; E_0 — удельная энергия в сжатом сечении, определенная относительно дна водобоя или превышения уровня верхнего бьефа над водобоем.

При наличии на водобое *концевого порога* в виде сплошной или прорезной стенки, отстоящей от сжатого сечения на расстояние $3h_2$, параметры дефицита давления определяют по обобщенной эпюре (рис. 4.36, б). Максимальная ордината эпюры равна:

$$h_{\text{дmax}} = n_1 h_{\text{кр}}, \quad (4.30)$$

где n_1 — коэффициент, зависящий от отношения $E_0/h_{\text{кр}}$:

$E_0/h_{\text{кр}}$	4	4..6	7..15
n_1	0,2..0,5	0,6..0,9	1..1,3

Максимальную ординату эпюры определяют по зависимостям:

$$\text{при } h/h_2 = 1 \quad h_{\text{дmin}} = h_2 - h_{2\text{пор}}, \quad (4.31)$$

$$\text{при } h/h_2 = 1,1 \quad (\text{затопление прыжка})$$

$$h_{\text{дmin}} = h_2 - 1,1 h_{2\text{пор}}, \quad (4.32)$$

где $h_{2\text{пор}}$ — вторая сопряженная глубина при наличии на водобое *концевого порога* типа сплошной или прорезной водобойной стенки, м; h_2 — вторая сопряженная глубина при гладком водобое, м.

Ордината эпюры в начале плиты $h_{\text{д.0}}$ равна:

$$h_{\text{д.0}} = h_{\text{в.б}} - (h_1 - h), \quad (4.33)$$

где $h_{\text{в.б}}$ — пьезометрический напор, соответствующий уровню нижнего бьефа и вычисляемый относительно верхней плоскости плиты, м; h_1 — первая сопряженная глубина прыжка, м; $h_{\text{д}}$ — пьезометрический напор, соответствующий центробежному давлению в начале водобойной плиты, м; при приближенных расчетах допускается принимать $h_{\text{д}} = 0$.

Определение параметров пульсационной гидродинамической нагрузки. Различают следующие основные при-

чины возникновения пульсаций давления на плитах водобоев, рисберм и концевых частей водопропускных сооружений: пульсация скоростей течения; волновые колебания поверхности потока; колебания давления, вызываемые вибрацией пузырьков воздуха, находящихся в аэрированном потоке; вибрация самой водобойной плиты.

Заменяя второй член формулы (4.27) произведением $AS/2$, где S — площадь плиты, измеряют в дальнейшем амплитуду пульсации A , то есть

$$P = \bar{p} \pm AS/2. \quad (4.34)$$

Длина прыжка при обработке этих экспериментальных данных вычислялась по формуле:

$$l_{\text{пр}} = 5,67(h_2 - h_1). \quad (4.35)$$

Анализ зависимости (4.35) показывает первоначальное возрастание и последующее снижение значения относительной амплитуды пульсации нагрузки по мере удаления от сжатого сечения. Увеличение относительной длины плиты ведет к существенному уменьшению амплитуды пульсаций нагрузки на нее.

Вырывающее усилие на плиту можно определить по формуле:

$$P = -AS/2. \quad (4.36)$$

Опрокидывающий момент, действующий на плиту от пульсационной гидродинамической нагрузки, при $0,5 \leq l_{\text{пл}}/l \leq 1$ равен:

$$M = AS/2 \cdot (2\sqrt{2,6}). \quad (4.37)$$

Размах колебаний нагрузки, вызываемый скатыванием в нижний бьеф ветровых волн, образующихся в водохранилище, при приближенных расчетах можно устанавливать по зависимости:

$$A_b = (0,6 \dots 0,8) \Delta h_1, \quad (4.38)$$

где Δh_1 — размах колебаний первой сопряженной глубины, вызванный скатыванием ветровых волн, м.

Полный размах пульсаций нагрузки на плиту определяют как сумму:

$$A_{\text{полн}} = A + A_b. \quad (4.39)$$

Подробное рассмотрение методики определения гидродинамических нагрузок на плиты водобоев и крепления нижнего бьефа содержится в соответствующих указаниях [71] и справочной литературе.

Гидродинамические нагрузки могут оказать большое влияние на устройство дренажных колодцев, в плитах водобоя и рисбермы (см. 4.4.2). Установлено, что если колодцы заполнены фильтровым материалом, амплитуды пульсаций под плитой снижаются в 6...8 раз. Если заполнение колодцев фильтром нарушено или вообще отсутствует (вымыто потоком), то нагрузки на плиту снизу могут превысить нагрузки сверху в 1,5...2 раза. В связи с этим нецелесообразно предусматривать устройство сквозных дренажных колодцев в тех местах, где из-за значительных скоростей течения и больших пульсаций давлений трудно обеспечить сохранность фильтрового материала засыпки колодцев. Таким местом, например, является начальный участок водобоя перед гасителями.

4.4.4. Конструкции креплений нижнего бьефа при поверхностном режиме сопряжения

Использование для гашения избыточной кинетической энергии потока поверхностного режима сопряжения позволяет до минимума сократить крепление нижнего бьефа, уменьшить толщину плит и размеры каменной наброски. Сопряжение поверхностным режимом осуществляется либо с помощью носка-уступа (см. рис. 4.30, б), либо с помощью ковшовых колодцев различных типов (рис. 4.37).

Концевые части, устроенные по типу носка-уступа, могут работать при нескольких поверхностных режимах, а также с донным режимом при сбросе малых расходов. При подборе высоты носка-уступа необходимо рассмотреть

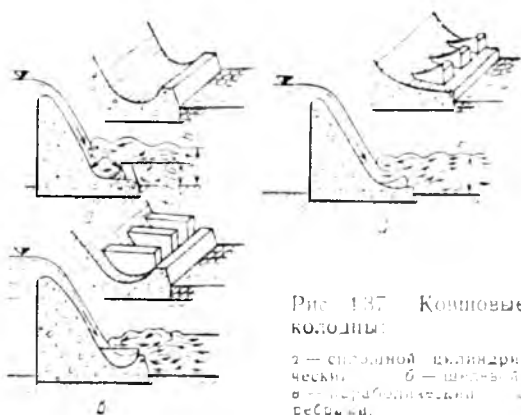


Рис. 4.37. Ковшовые колодцы:

а — сплошной цилиндрический; б — шпильчатый; в — с перфорированной рисбермой; г — с перфорированной рисбермой.

все возможные режимы его гидравлических условий работы для обеспечения необходимой устойчивости существования поверхностного режима. При скальном основании нижнего бьефа крепление при поверхностном режиме сопряжения можно не устраивать. При не скальных основаниях устраивают крепление бетонными плитами, из каменной наброски, габионов, бетонных пирамид и блоков. Недостатки, отмеченные выше, несколько сдерживают распространение этого режима в практике.

Ковшовые колодцы получили большое распространение благодаря тому, что их устройство позволяет погасить большую часть избыточной энергии потока в пределах концевой части водосливной плотины, то есть в пределах ковша. Если глубина в нижнем бьефе незначительно отличается от той, которая необходима для гашения с помощью затопленного донного прыжка, применяют сплошной цилиндрический гладкий ковшовый колодец. Одним из недостатков гладких ковшей является то, что скорости в донном вальце могут оказаться достаточными для того, чтобы вызывать перемещения грунта в ковш. Известны случаи (например, на плотине Гранд Кули в США), когда этот грунт вместе со строительным мусором оказался причиной абразивной эрозии поверхности ковша. Оптимальным считается уклон козырька 45° , высоту козырька принимают равной $\frac{1}{6}$ максимальной глубины нижнего бьефа.

Для уменьшения поверхностного и донного водоворотов была разработана конструкция щелевого ковшового колодца (см. рис. 4.37, б). В нем поток дробится на мелкие струи и распределяется более равномерно, чем на гладком ковше. Конструкция ковша обеспечивает его самоочистку от наносов и мусора. Прорезной ковш уступает гладкому ковшу в диапазоне глубин нижнего бьефа, при которых он эффективно работает.

Параболический ковш с продольными ребрами (см. рис. 4.37, в) применяют в тех случаях, когда, с одной стороны, необходимо уменьшить высоту волн, образующихся в нижнем бьефе (по сравнению с гладким ковшем), а с другой, добиться более благоприятного поверхностного режима сопряжения бьефов.

4.4.5. Устройства нижнего бьефа при сопряжении с отбросом струи

Условия применения, достоинства и недостатки этой схемы сопряжения бьефов рассмотрены в 4.4.1. Преимущества рассматриваемого типа сопряжения в экономическом и техническом отношении предопределили его широкое распространение.

Чаще всего эту схему используют в тех случаях, когда основание в зоне сопряжения представлено достаточно прочной скалой. При этом необходимо иметь гарантии того, что: размыв, образующийся на определенном расстоянии от концевой части водосброса, не будет с течением времени распространяться вверх по течению, угрожая устойчивости сооружения; зона боковых размывов не вызовет обрушения берегов и находящихся на них строений, сооружений и др. В связи с этим рассматриваемую схему сопряжения можно применять в двух возможных формах:

с отбросом струи непосредственно в естественное русло с последующим образованием размыва (рис. 4.38, а);

с отбросом струи в предварительно устроенную яму размыва (с устройством крепления ее поверхности или без него) (рис. 4.38, б) или в специальный водобойный колодец (рис. 4.38, в—д).

Последняя форма представляет новую тенденцию, имеющую широкое распространение в мировой гидротехнике.

В последнее время отброс струи в нижний бьеф осуществляют не только с помощью носков-трамплинов, но и непосредственно из отверстий глубинных водосбросов (рис. 4.38, д). Преимущество этой схемы — отсутствие носка-трамплина, а недостаток — ухудшение возможностей управления сбросным потоком и его более равномерным сбросом по большей части ширины бьефа.

В тех случаях, когда отброс осуществляется непосредственно в естественное русло (см. рис. 4.38, а), необходимо, чтобы участок падения струи располагался в зоне самых больших глубин русла. Верховой откос воронки размыва всегда должен располагаться выше профиля низового откоса плотины, продолженного до наименьшей отметки размыва. Необходимо стремиться отдалить воронку на наиболь-

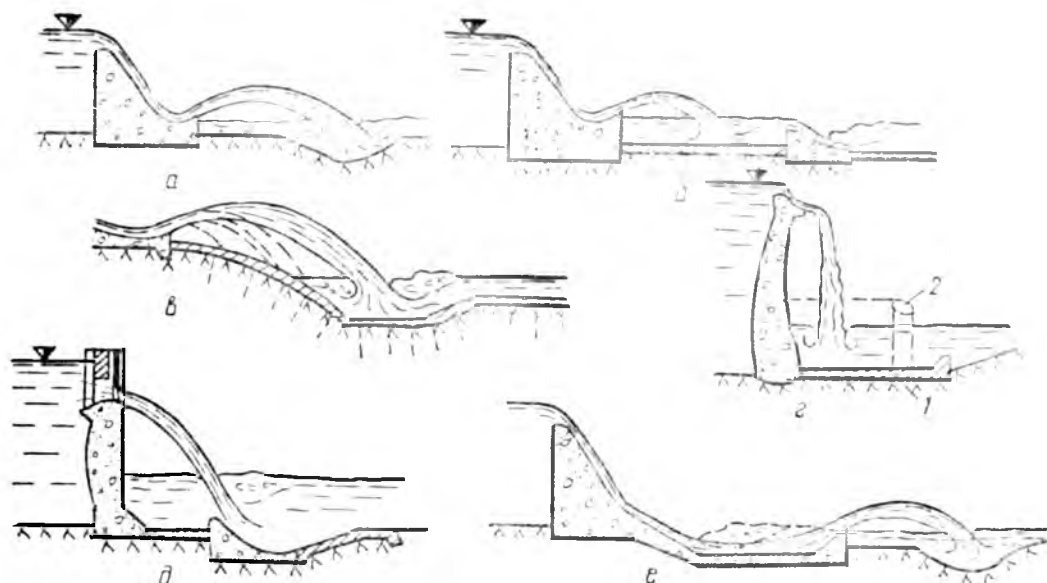


Рис. 4.38. Сопряжение с отбросом и свободным падением струи:

а, б, в — отброс с носка-трамплина соответственно на дно, на специальное железобетонное покрытие, заанкеренное в скалу, в колодец; *г* — свободное падение струи с гребня на водобой (1); в замкнутый водоем (2), образованный стенькой; *д* — отброс из глубинного отверстия на водобой; *е* — гашение с помощью ковша-колодца, работающего при расходах частой повторяемости с донным режимом, а при расходах редкой повторяемости — с отбросом струи.

шее возможное расстояние от плотины, а также уменьшить ожидаемую глубину размыва. Для этого удлиняют и сужают транзитную часть, увеличивая скорость потока на ней, а также подбирают оптимальный угол наклона носка-трамплина, стремятся расширить струю на спуске с него и увеличивают глубину водяной подушки в месте падения.

При отбросе струи в водобойный колодец или на специальное железобетонное покрытие (см. рис. 4.38, б, в, д) необходимо, чтобы бетонное креп-

ление (водобой) охватывало всю зону падения струи. Следует стремиться к тому, чтобы над водобоем была водяная подушка достаточной глубины. В отдельных случаях толщину этой подушки увеличивают, ограждая водобой специальной стенкой (см. рис. 4.38, г). Параметры плит назначают с учетом нагрузок и вибраций, возникающих под воздействием падающих струй. При необходимости обеспечения значительной ударной прочности плит при пульсациях давления сверху и снизу плиты осуществляют анкеровку водобоя к скале основания (см. рис. 4.38, в). Для предотвращения выпора плит под водобоем устраивают специальный дренаж.

К числу основных вопросов, рассматриваемых при расчетном обосновании конструкции носка-трамплина, относят: выбор наклона, радиуса и отметок носка; расчет траекторий свободного полета струи; прогноз размывов в зоне падения струи.

Радиус цилиндрического носка-трамплина рекомендуется принимать равным 9...15 м. Кромку носка-трамплина целесообразно назначать не ниже отметки максимального уровня воды в нижнем бьефе. Угол наклона носка принимают равным 15...35°. При больших значениях угла наклона дли-

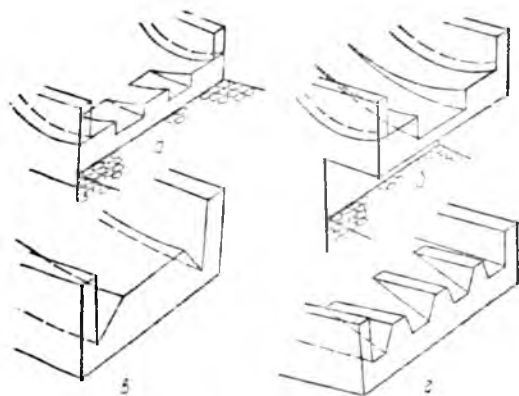


Рис. 4.39. Различные типы носков-трамплинов: *а* — зубчатый носок; *б, в* — носки с направленным отбросом; *г* — носок с трапециевидными расщепителями.

на отброса больше, но гашение сопровождается образованием волн и водяной пыли.

Уменьшение гидродинамических воздействий на крепление и скальное основание достигается интенсивным аэрированием потока с помощью расщепителей, устанавливаемых на участке схода потока с носка-трамплина, а также с помощью конструкций носков, имеющих поверхность двойной кривизны (см. гл. 4.2).

Трамплин с зубчатым носком позволяет расщепить струю в вертикальной плоскости (рис. 4.39, а). Применение носков с направленным отбросом дает возможность (рис. 4.39, б, в) концентрировать струю в центральной или боковых частях носка-трамплина в тех случаях, когда это необходимо для обеспечения более благоприятных условий сопряжения бьефов и уменьшения размывов. Носки с трапециевидными расщепителями (рис. 4.39, г) — распространенная конструкция, позволяющая расширить струю в плане и в вертикальной плоскости для уменьшения нагрузок и размывов.

В ковшах-колодцах соединены особенности сопряжения с донным прыжком и с отбросом струи (см. рис. 4.38, е). При сбросе расходов частой повторяемости сопряжение осуществляется заполненным гидравлическим прыжком в колодце. При сбросе расходов редкой повторяемости поток с большой скоростью проскакивает в колодец и отбрасывается его концевым порогом-трамплином в виде свободной струи на значительное расстояние, где затем происходит гашение в яме размыва.

Сопряжение бьефов отбросом струи требует достоверного прогноза формы и размеров воронки размыва и гряды отложения (бара) продуктов разрушения основания (см. 4.4.7).

Сопряжение в режиме свободного падения струи (см. рис. 4.38, г) имеет отличия от режима отброса. Струя, покидая гребень носка водосливного оголовка под некоторым углом, падает в толщу воды практически под прямым углом. По мере падения часть энергии струи рассеивается из-за аэрации; оставшаяся часть энергии гасится в водяной подушке. В случаях необходимости защиты дна от размыва устраивают водобойные колодцы или водоемы. При расчетном обосновании

сопряжения за арочными плотинами необходимо учитывать особенности гидравлики струи, падающей с криволинейного гребня.

4.4.6. Методы борьбы со сбойными течениями

Конструкции устройств нижнего бьефа должны работать без возникновения неблагоприятных сбойных течений; в противном случае существенно возрастают объемы и стоимость мероприятий, направленных либо на создание мощных креплений, либо на борьбу с последствиями размывов.

Различают два основных вида таких мероприятий: конструктивные и эксплуатационные. И те, и другие направлены либо на достижение полного отсутствия явления сбойности, либо на значительное ограничение возможных режимов работы нижнего бьефа со сбоем.

К числу эксплуатационных мер относится разработка оптимального режима маневрирования затворами управляемых (особенно многопролетных) водопропускных сооружений с достаточно равномерным по ширине (например, через один пролет) и высоте (с подъемом всех затворов ступенями) открытием водосливного фронта.

Некоторые конструкции, предотвращающие образование сбоя, приведены на рисунке 4.40.

К конструктивным мероприятиям относятся: применение гасителей и концевых порогов, создающих на водобое более высокий уровень воды, чем в нижнем бьефе; применение специальных гасителей-растекателей, часто используемых в сочетании с концевыми распределительными порогами (сплошными, разрезными, зубчатыми); подбор оптимальных длин отдельных быков или направляющих стенок, позволяющих отделить транзитную часть потока от нетранзитной массы жидкости до тех пор, пока глубина его не будет меньше глубины нижнего бьефа; придание поперечному сечению отводящего русла полигональной формы, препятствующей развитию явлений потери боковой устойчивости движения; подбор правильной плановой ориентации крайних пролетов многопролетных плотин; применение водосбросов, имеющих криволинейный в плане водосливной фронт, позволяющий обеспе-

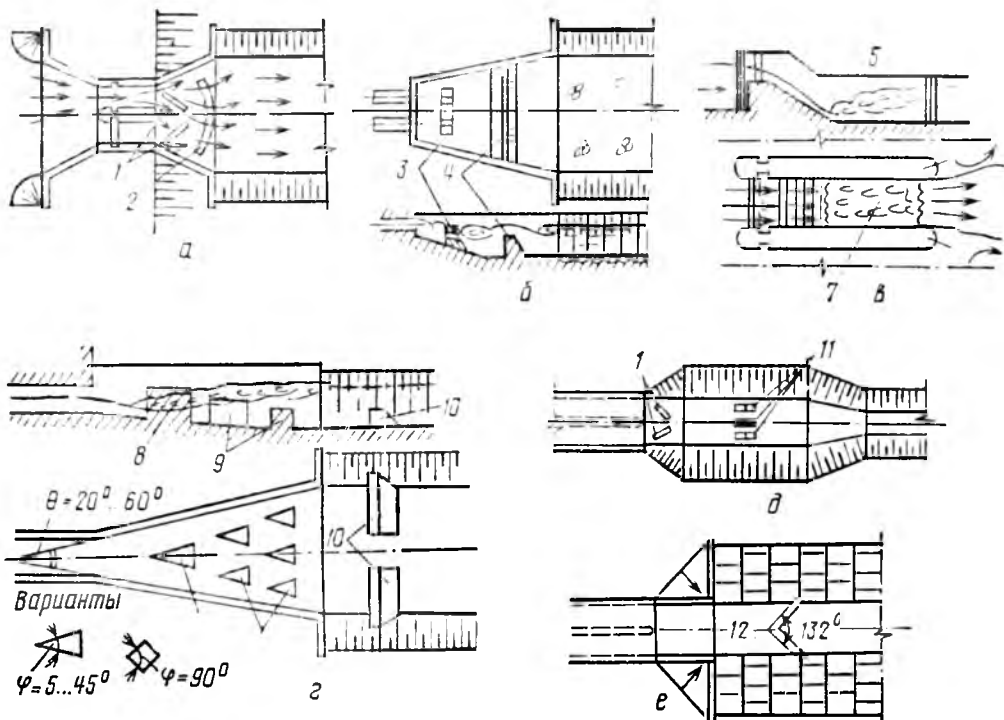


Рис. 4.40. Некоторые конструкции, предотвращающие образование сбоя:

а — с расщепителями (1) и криволинейным порогом (2); *б* — с рассеивающим порогом (3) и водобойной стенкой (4); *в* — с удлиненными бычками или разделными стенками (5), области больших глубин (7) изолированы от области меньших глубин; *г* — с гасителями-расщепителями (8, 9) и стенкой (10); *д* — с растекателями (1) и шашечными гасителями (11); *е* — с порогом-растекателем (12).

чить необходимое расширение потока на водобое и рисберме; обеспечение условий течения потока с постепенным расширением в пределах колодца и рисбермы или выполнение их с продольным уклоном; расширение в пределах колодца не должно превышать четырех глубин потока перед прыжком.

Существует большое число эффективных конструкций устройств нижнего бьефа, позволяющих успешно бороться со сбоем. Например, для двух- и трехпролетных сооружений, в том числе и трубчатых, предложены конструктивные мероприятия, ликвидирующие сбой при одном полностью открытом пролете и одном (может быть несколько) закрытом.

Одно из основных мероприятий такого рода — устройство водобойной стенки или системы стенок и порогов, размещаемых за гасителями или расщепителями, находящимися непосредственно за сжатым сечением и в зоне первого гидравлического прыжка. Роль стенки (системы стенок) при работе полным водосливным фронтом заключается в оказании реактивного воздействия на поток, улучшении усло-

вий его растекания на водобое и рисберме, в создании строго определенного гидравлически ясного режима сопряжения, характеризующегося наличием небольшого перепада Δz на участке перехода от водобоя к отводящему руслу. При несимметричной работе водосливного фронта стенка сводит до минимума влияние отметок уровня в нижнем бьефе на режим потока выше стенки по течению и тем самым уменьшает интенсивность водовопотов в пределах водобоя, а также степень их влияния на режим планового расширения транзитного потока. Устойчивый данный режим сопряжения за водобойной стенкой обеспечивается при $\Delta z/C \geq 0,3$, где C — высота стенки, Δz — перепад уровней перед и за стенкой. Несмотря на то что поверхностный режим в ряде случаев может оказаться благоприятным с точки зрения недопущения больших размывающих скоростей за креплением, с точки зрения обеспечения благоприятных условий растекания потока в плане и по глубине, управления потоком с помощью гасителей целесообразность допущения этого режима сопряжения бьефов

весьма проблематична. Необходимо стремиться к улучшению и интенсификации процесса растекания на водобое, к стабильному поддержанию донного режима сопряжения, использовать для этих целей не только гасители и растекатели, но и, например в случае низкого порога водосливной плотины, наклон водосливной грани ниже затворов. Устанавливая режим расширения струи, следует учитывать как тип гасителей, так и их местоположение, плановую ориентацию, конструктивное выполнение в совокупности с длиной быков, диапазоном изменения сбросных расходов и соответствующих им глубин.

Для ответственных случаев меры борьбы со сбойностью тщательно подбирают при модельных гидравлических исследованиях сооружений.

4.4.7. Руслые переформирования в зоне нижнего бьефа

Изменение естественного (бытового) режима течения воды в реке вызывает соответствующие изменения в процессе переформирования ее русла. После возведения гидроузла этот процесс существенно интенсифицируется, развиваясь особенно быстро в начальный период эксплуатации водопропускных сооружений. Различают два основных вида руслых переформирований в зоне нижнего бьефа: местные деформации русла и его общие трансформации. Под *местными деформациями* (размывами) подразумевают изменения очертаний русла на участках резко изменяющегося движения потока вблизи сооружений. *Общими трансформациями* (размывами) называют изменения очертаний русла на участках значительной протяженности. Методы расчета общих размывов обычно рассматривают в курсах динамики руслых потоков. Существующие методы расчета местных и общих размывов могут дать правильные результаты только при условии достаточно детальной изученности геологического строения основания в пределах возможных зон возникновения переформирований и получения надежных геотехнических характеристик грунтов, слагающих русло реки в рассматриваемых местах.

Необходимые параметры крепления нижнего бьефа и размыва за ним

существенным образом зависят от значения удельного расхода на сходе потока с рисбермы, принимаемого с учетом вида грунта, слагающего отводящее русло, и глубины потока. Изменяя удельные расходы, можно получить различные варианты конструкции концевых частей крепления и выбрать затем на основе технико-экономического сравнения наиболее экономичный из них.

Для предварительного назначения удельных расходов (на 1 м ширины водосливного фронта) следует использовать существующие методы определения допусковых (неразмывающих) скоростей [56, 76], а также учитывать опыт проектирования и строительства речных гидроузлов. Так, для низко- и средненапорных плотин на песчаных основаниях расчетный удельный расход можно принимать равным $q_p = 25...50 \text{ м}^3/\text{с}$; в случае глинистых оснований $q_p = 50...70 \text{ м}^3/\text{с}$. Большие удельные расходы имеют концевые части водосбросов, основание которых сложено скальными породами; $q_p = 50...200 \text{ м}^3/\text{с}$ и более.

Прогноз местных размывов. Для донного режима сопряжения бьефов глубины воды в зоне наибольшего размыва h_p можно легко получить из выражения удельного расхода в зоне размыва, в общем случае не равного удельному расходу на рисберме ($q_p = h_p v_0$), после замены средней допускаемой скорости в воронке v_0 , формулой связи:

$$v_0 = v_0 \frac{h_p^n}{h=1 \text{ м}}, \quad (4.40)$$

где v_0 — допускаемая средняя скорость при глубине воды $h = 1 \text{ м}$, м.

Формула для определения глубины размыва имеет вид:

$$h_p = K_p \sqrt[q_p/v_0]{h=1 \text{ м}}, \quad (4.41)$$

где K_p — коэффициент условий размыва, принимаемый равным 1,05, если рисберма оканчивается ковшом, и 1,7, если рисберма оканчивается уступом с вертикальной низовой гранью.

В связи с тем что несвязный грунт обычно неоднороден и имеет крупные включения, которые при вымыве мелких фракций образуют естественную отметку дна, во многих случаях можно использовать формулу К. И. Россинского:

$$h_p = K_p \sqrt[q_p/v_0]{h=1 \text{ м}} + \Delta/n, \quad (4.42)$$

где v_0 — допускаемая скорость, отвечающая наименьшему диаметру частиц образующих отмостку, м/с; Δ — толщина отмостки; обычно ее принимают равной нескольким диаметрам ($2d \dots 3d$) частиц, образующих отмостку из гравийно-галечникового материала отмостки; $\Delta = 10$ см; n — относительное содержание крупных включений по объему.

Для режима отброшенной струи за носком-трамплином максимальную глубину размыва можно определить по формулам Ц. Е. Мирцулавы:

для несвязных грунтов:

$$h_D = \left(\frac{v_{вх} b_0}{\omega} - 7,5b_0 \right) \times \frac{\sin \alpha_{вх}}{1 - 0,175 \operatorname{ctg} \alpha_{вх}} + 0,25h; \quad (4.43)$$

для связных и скальных грунтов:

$$h_D = \left(\frac{8,3v_{вх} b_0}{\Delta_{вор}^0} - 7,5b_0 \right) \times \frac{\sin \alpha_{вх}}{1 - 0,175 \operatorname{ctg} \alpha_{вх}} + 0,25h, \quad (4.44)$$

где $\eta = 1,5 \dots 2$; $v_{вх}$ — скорость струи в ее сечении на входе в толщу потока в нижнем бьефе, м/с; предварительно можно принимать $v_{вх} = \varphi_{водосб} \sqrt{2gz}$; b_0 — высота струи в сечении на входе в толщу потока (см. рис. 4.30, а); ω — гидравлическая крупность частиц, определяемая по формуле $\omega = \frac{2g(\delta - \delta_0)d}{(1,75\delta)}$ (d — средний диаметр крупных частиц, слагающих дно воронки в момент ее стабилизации); δ и δ_0 — удельный вес воды и частиц грунта; $\Delta_{вор}^0$ — допускаемая донная скорость в стабилизированной воронке размыва;

для связных грунтов основания:

$$v_{\Delta_{вор}}^0 = v_{\Delta_0} (\cos^3 \alpha_{вх} + 3 \eta \sin \alpha_{вх}), \quad (4.45)$$

где v_{Δ_0} — допускаемая неразмывающая скорость на высоте выступов шероховатости, определяемая по методике Ц. Е. Мирцулавы. Приближенно можно принимать $v_{\Delta_{вор}}^0 = 3v_{\Delta_0}^0$

для скальных грунтов основания:

$$v_{\Delta_{вор}}^0 = \sqrt{\frac{2gmb^0 [R_{yc} + c(\delta - \delta_0) \cos \theta \pm n\delta_0 \sin \alpha_{вх} (0,6v^0 + 3c^2 \delta_{0a} \sin \theta / b)]}{\pm 0,2c^2}} \quad (4.46)$$

где m — коэффициент условий работы; R_{yc} — усталостный предел в связи между отдельностями скального основания; приближенно $R_{yc} = 0,06R^0$; R^0 — нормативное расчетное сопротивление отдельностей скального грунта сжатиею; θ — угол наклона напластований к горизонту; если наклон направлен по течению, в формуле ставится минус, если против течения — плюс; δ_{0a} — удельный вес воды с учетом степени аэрации; приближенно аэрацию можно принимать в зависимости от скорости: 3..4 м/с — 20%; 6..12 м/с — 35..50%; 20..25 м/с — 60..67%; n — коэффициент перегрузки; приближенно $n = 1 + d / (0,00005 + 0,3d)$ (d — в метрах); d — диаметр эквивалентного шара, определяемого по размерам a, b, c отдельностей (вдоль, поперек и по высоте соответственно), отрывающихся в процессе размыва.

Длину воронки размыва при сопряжении отброшенной струей определяют по формуле Г. А. Юдицкого (см. рис. 4.30, а):

$$l_D = 4,5h_D + 2h_{кр}. \quad (4.47)$$

Общие размывы. Водохранилища гидроузлов — это большие естественные отстойники, вода поступает из них в нижний бьеф практически полностью осветленной, то есть лишенной руслоформирующих фракций наносов. Это приводит к тому, что на большой протяженности нижнего бьефа за гидроузлом идет интенсивный процесс трансформации речного русла, сопровождающийся существенными понижениями отметок речного дна, — общий размыв.

Глубина общего размыва ограничивается значениями допускаемых скоростей.

Расчеты хода общих размывов ведут методом баланса наносов, представляющим сочетание гидравлических расчетов с уравнениями твердых материалов [16]. С помощью гидравлических расчетов устанавливают положение свободной поверхности потока, его глубину и скорость. Расчеты ведут по осредненным характеристикам поперечных сечений в конечных приращениях.

5.1. ГРУНТОВЫЕ ПЛОТИНЫ

5.1.1. Общие сведения о грунтовых плотинах

Плотины, возводимые из грунтов как строительного материала, называются грунтовыми. Широкое распространение грунтовых плотин объясняется следующими их достоинствами. Материал для возведения плотин используют, как правило, местный, затраты на добычу материала минимальны. Плотины из грунта можно применять в большинстве географических районов. Грунт, уложенный в тело плотины, не теряет своих свойств со временем. Грунтовые плотины можно возводить практически любой высоты, все процессы при их возведении высоко механизированны.

Наряду с достоинствами грунтовые плотины имеют недостатки: ограниченные возможности сброса максимальных расходов через гребень плотины; наличие в теле плотины фильтрационного потока, потенциально создающего условия для фильтрационных деформаций; возможность больших потерь воды на фильтрацию, если тело плотины выполнено из грунтов с повышенной водопроницаемостью; трудность укладки насыпи при значительных и продолжительных минусовых температурах; неравномерность осадок по поперечному профилю плотины; ограничение в использовании некоторых видов грунтов для тела плотины и оснований.

По способу производства работ грунтовые плотины подразделяются на плотины с отсыпкой насухо пионерным способом, с механическим уплотнением грунта, с отсыпкой грунта в воду, намывные, а также возводимые с помощью направленных взрывов.

По конструкции тела и противофильтрационных устройств различают следующие виды плотин (рис. 5.1) : из

однородного и неоднородного грунта, с экраном из грунтового и негрунтового материала, с ядром из грунтового материала, с диафрагмой из негрунтового материала.

По противофильтрационным мероприятиям в основании различают плотины с зубом, замком, диафрагмой, со шпунтовой стенкой, с комбинацией шпунтовой стенки с зубом, с инъекционной завесой (доведенной до водопонира или висячей), с понуром (рис. 5.2).

Плотины делят на четыре класса. Класс определяется высотой плотины, характером грунтов основания и принимается по СНиП [100].

Выбор створа плотины. На положение створа плотины оказывают влияние различные факторы. Топографические условия определяют длину и высоту плотины. Створ плотины, как правило, располагают в наиболее узкой части водотока, обычно нормально к горизонталям, что обеспечивает минимальный объем работ; большую роль играют инженерно-геологические и гидрологические условия, оцениваемые прочностными характеристиками грунтов, их напластованием и водопроницаемостью. Створ плотины целесообразно выбирать одновременно с трассировкой водосбросного тракта. При выборе створа учитывают и способ пропуска строительных расходов, наличие и возможность устройства дорожной сети, прокладку линий электропередачи.

В процессе изысканий намечают несколько створов. Створ будущей плотины из них выбирают с учетом перечисленных факторов и на основе результатов технико-экономического сравнения вариантов.

Для принятого створа делают продольный профиль с фиксацией отметок поверхности земли на пикетах и промежуточных точках. В створе выполняют шурфование или бурение сква-

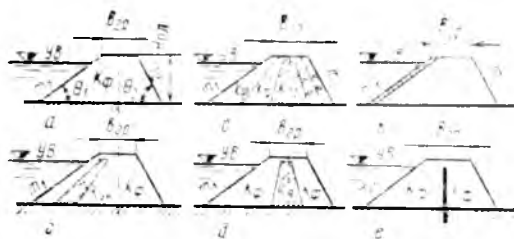


Рис. 5.1. Виды грунтовых насыпных плотин: а — из однородного грунта; б — из неоднородного грунта с центральной призмой ($\lambda_{\text{ф}} > \lambda_{\text{ф}} \cdot K_{\text{ф}}$); в, г — с экраном из негрунтового и грунтового материала; д — с грунтовым ядром; е — с диафрагмой.

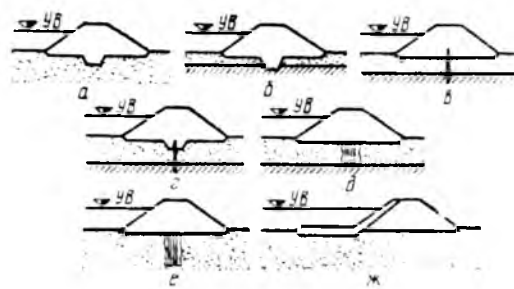


Рис. 5.2. Противофильтрационные устройства в основании грунтовых плотин:

а — зуб; б — замок; в — шпунтовая стенка; г — шпунтовая стенка в сочетании с зубом; д — инъекционная завеса, доведенная до водоупора; е — висячая инъекционная завеса; ж — понур в сочетании с экраном.

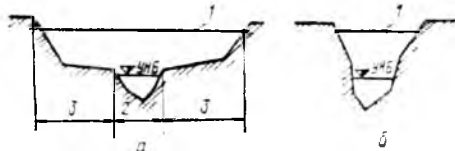


Рис. 5.3. Характерные участки поперечного сечения русла водотока:

а, б — с пойменным участком и без него; 1 — гребень плотины; 2, 3 — русловой и пойменный участки.

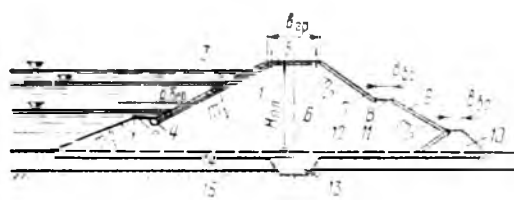


Рис. 5.4. Поперечный профиль грунтовой плотины:

1, 7 — верховой и низовой откосы; 2, 8 — крепление верхового и низового откосов; 3 — берма верхового откоса; 4 — упор крепления; 5, 6, 12 — соответственно гребень, тело и основание плотины; 10 — дренаж; 11 — естественная поверхность грунта; 13 — замок; 14, 15 — основание водонепроницаемое и водонепроницаемое.

жин для освещения инженерно-геологического строения основания плотины.

Если продольная ось плотины трасируется с углами поворотов, то вписывают кривые, радиус которых при-

нимают по нормам дорожного строительства.

При проектировании плотин учитывают и форму речных долин, в которых наблюдаются два характерных участка (рис. 5.3): русловой, где протекает вода в меженное время, и пойменный, затопляемый в паводок. На горных участках рек и в руслах малых водотоков поперечное сечение обычно имеет очертание, близкое к треугольному (ущелье), и здесь пойменных участков нет.

В водохранилищах, создаваемых с помощью грунтовых плотин, различают три уровня поверхности воды: форсированный подпорный (ФПУ), нормальный подпорный (НПУ) и мертвого объема (УМО). Отметки этих уровней устанавливают с помощью водохозяйственных расчетов. Иногда форсировку уровня воды не предусматривают, тогда НПУ и ФПУ имеют одну отметку.

Форма поперечного сечения грунтовой плотины представляет трапецию, большую сторону которой называют подошвой, а меньшую — гребнем.

Поперечный профиль плотины приведен на рисунке 5.4. Подошва плотины не всегда бывает горизонтальной, очертание ее зависит от рельефа местности.

5.1.2. Характеристика грунтов тела плотины и оснований

Для основной части профиля плотины используют все виды грунтов, за исключением: содержащих водорастворимые включения солей хлоридных или сульфатно-хлоридных в количестве более 5% или солей сульфатных более 2% массы; содержащих неполностью разложившиеся органические вещества, находящиеся в аморфном состоянии, в количестве более 8% массы. Грунты, имеющие водорастворимые соли или органические вещества, можно применять для тела плотины при наличии соответствующего обоснования и при условии необходимых защитных мероприятий.

Грунтовые плотины возводят на любых основаниях — скальных и нескальных. К грунтам основания предъявляются такие же требования, как и к грунтам тела плотины.

При оценке грунтового основания необходимо обращать внимание на на-

личие суффозионных грунтов, а также на появление избыточного порового давления в связи с его консолидацией. При залегании в основании иловатых грунтов, в которых возможно появление порового давления и связанного с этим уменьшения сопротивления сдвигу, предусматривают дренирование основания, уменьшают интенсивность возведения плотин и ограничивают их высоту. Торф допускается оставлять в основании со степенью разложения не менее 50%; при этом следует учитывать повышенную осадку его при определении отметки гребня плотины. Грунты с неразложившейся корневой системой и гумусированные почвы, а также имеющие ходы землеройных животных, как правило, удаляют.

Расчетные характеристики грунтов тела плотины и основания устанавливают на основе опытных исследований, выполнив статистическую обработку материалов инженерно-геологических изысканий. При предварительном проектировании можно использовать табличные данные о грунтах.

Противофильтрационные устройства выполняют из маловодопроницаемых грунтов — глин, суглинков, глинобетона, а также из негрунтовых материалов, асфальтов, полимерных пленок и др. Торф в качестве противофильтрационных устройств применяют для экранов и понуров при степени его разложения не менее 50%

5.1.3. Воздействие ветровых волн на откосы грунтовых плотин

Основные элементы ветровых волн — высота h , длина λ и период τ . Для их определения находят средние элементы $h_{г.л.}$, $\lambda_{г.л.}$, $\tau_{г.л.}$ для глубоководной зоны (глубина воды $H > 0,5\lambda_{г.л.}$). Для этого вычисляют безразмерные параметры:

$$a = gt/W \text{ и } b = gD/W^2,$$

где t — продолжительность действия ветра; для предварительных расчетов $t = 21600$ с; D — длина разгона волны, м; W — расчетная скорость ветра, м/с; g — ускорение силы тяжести, м/с².

На графике (рис. 5.5, а) по параметру a определяют значение $C = gh/W^2$ и $n = g\tau/W$; аналогично определяют C и n по b , а затем по минимальным значениям C_{min} и n_{min} определяют $\bar{h}_{г.л.} = C_{min}W^2/g$ и $\tau_{г.л.} =$

$= n_{min}W/g$. Длина волны $\bar{\lambda}_{г.л.} = g\tau_{г.л.}^2/2\pi$.

При расчетах устойчивости и прочности креплений откосов из бетонных плит и каменной наброски расчетная обеспеченность i (%) высот волн равна соответственно 1 и 2%; при определении наката волн $i = 1\%$. Высота волны i -процентной обеспеченности $h_{i,г.л.} = \bar{h}_{г.л.}K_i$; K_i принимают по графику (рис. 5.5, б) в зависимости от значения gD/W^2 .

Элементы волн для мелководной зоны (при $H \leq 0,5\lambda_{г.л.}$) определяют по (43); приближенно их можно скорректировать по рисунку 5.5, в.

Высота наката при обеспеченности по накату i (%) для глубоководной зоны:

$$h_{н.и} = f \cdot K_c \cdot K_{н.г} \cdot K_{н.л} \cdot K_\beta \cdot h_{1\%,г.л.}, \quad (5.1)$$

где $h_{1\%,г.л.}$ — коэффициенты, зависящие от типа и относительной шероховатости крепления $e = \Delta/h_{1\%}$; $h_{1\%,г.л.} = \bar{h}_{г.л.}K_e$; $f = K_\Delta \cdot K_{н.г}$; Δ — характерный размер шероховатости, м (то есть средний диаметр зерен крепления, средний размер бетонных блоков); при креплении бетонными (железобетонными) блоками $f = 0,9$; при креплениях гравийно-галечниковом, каменном или бетонными (железобетонными) плитами для $e < 0,002$ $f = 0,9$; $e = 0,007$ $f = 0,81$; $e = 0,02$ $f = 0,72$; $e = 0,05$ $f = 0,56$; $e = 0,1$ $f = 0,45$; $e > 0,2$ $f = 0,35$; K_c — зависит от скорости ветра W и заложения откоса $m_\alpha = \text{ctg } \alpha$; при $m_\alpha = 0,4 \dots 2,3 \dots 5$ и более 5 при $W \geq 20$ м/с соответственно $K_c = 1,4$; 1,5 и 1,6; при $W \leq 10$ м/с $K_c = 1,1$; 1,1 и 1,2; $K_{н.г}$ — коэффициент, зависящий от пологости волны $\bar{\lambda}_{г.л.}/h_{1\%,г.л.}$, определяется по рисунку 5.6; $K_{н.л}$ учитывает обеспеченность i (%) по накату, при $i = 0,1$; 1; 2; 5; 10; 30; 50% соответственно $K_{н.л} = 1,1$; 1; 0,96; 0,91; 0,86; 0,76; 0,68; K_β учитывает угол β между фронтом волны и нормалью к оси плотины, при $\beta = 0 \dots 20^\circ$ $K_\beta = 1 \dots 0,96$; при $\beta = 30 \dots 60^\circ$ $K_\beta = 0,92 \dots 0,76$.

Высоту ветрового нагона определяют по формуле:

$$\Delta h \approx 2 \cdot 10^{-6} \frac{W^2 D}{gH} \cos \alpha_\beta, \quad (5.2)$$

где α_β — угол между продольной осью водоема и направлением ветра, град; W — скорость ветра, м/с; D — длина разгона волны, м; H — глубина воды, м.

5.1.4. Конструктивные части плотины

Гребень плотины, как правило, используют для проезда автотранспорта. Ширина его в этом случае определяется категорией дороги, ее принимают по СНиП. При отсутствии проезда ширину гребня задают не менее 3 м.

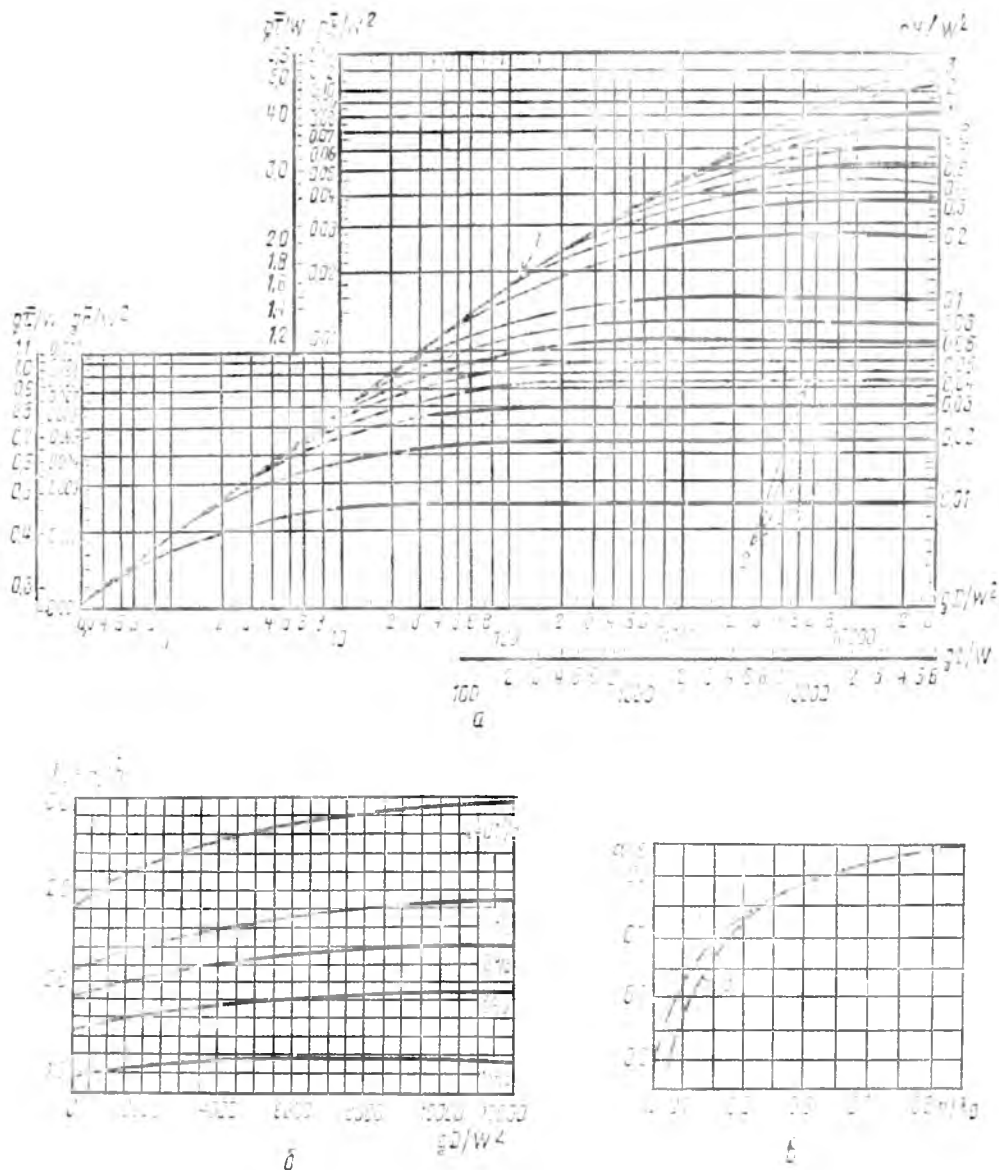


Рис. 5.5. Графики к определению элементов ветровых волн: а — график для определения \bar{h} и $\bar{\lambda}$; б — график значений коэффициента K ; в — график для корректировки на мелководных участках длины волны $\lambda_{\text{мелк}} = \alpha \lambda_{\text{гд}}$ и высоты волны $h_{\text{мелк}} = \beta h_{\text{гд}}$. 1 — огибающая для глубоководной зоны; 2 — для мелководной зоны; 3 — кривая для α ; 4 — кривая для β .

При определении отметки гребня плотины (рис. 5.7) из условия недопущения перелива воды через него превышение d над расчетным уровнем воды в водохранилище определяют по формуле:

$$d = h_n + \Delta h + a, \quad (5.3)$$

где h_n и Δh определяют по формулам (13.1) и (13.2); d — конструктивный запас, принимается как большее из значений 0,5 м или $0,1 n_1$ (%).

Если на гребне плотины выполнен парапет превышение d считают от его верха до расчетного уровня воды в во-

дохранилище; при этом отметка гребня должны быть не менее чем на 0,3 м выше НПУ и не ниже отметки ФПУ.

Расчет по формуле (5.3) ведут для двух расчетных уровней — НПУ и ФПУ. В качестве расчетной принимают большую отметку. При определении $d_{\text{нпу}}$ скорость ветра W принимают 1 %-ной обеспеченности, наблюдаемой в течение года, а при ФПУ — 50 %-ной обеспеченности, наблюдаемой в сроки форсировки уровня.

Расчетную обеспеченность высоты

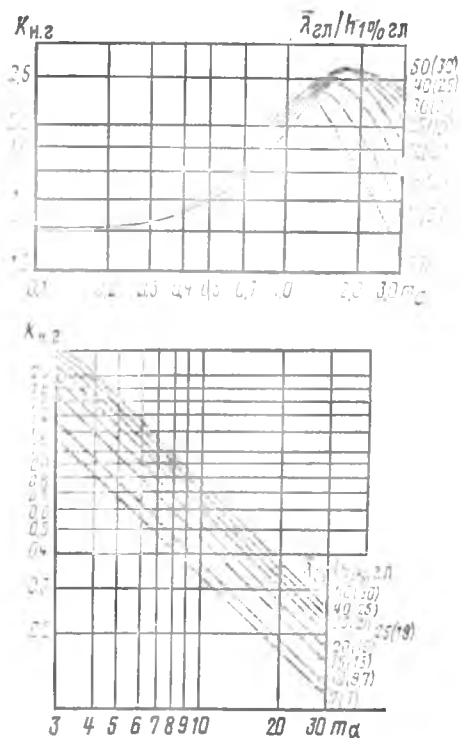


Рис. 5.6. Графики значений коэффициента $K_{н.г}$.

волны принимают для плотин I и II классов не менее 1%; III и IV — не менее 3%.

При устройстве проезда гребень плотины выполняют как дорогу в на-

сыпи. Составными частями дороги будут проезжая часть, обочины, ограждения и дренажные устройства. В состав проезжей части входят покрытие и основание. Тип покрытия определяется категорией дороги. В большинстве случаев на твердое покрытие укладывают слой асфальта толщиной 3...5 см.

На прямолинейных участках дороги проезжую часть выполняют с двусторонним поперечным уклоном, принимая равным его 15...40 ‰ в зависимости от типа покрытия. Уклон обочин при двускатном профиле увеличивают на 10...30 ‰ по сравнению с уклонами проезжей части. Увеличение уклонов связано с большей шероховатостью обочин.

На криволинейных участках гребня дорогу выполняют с виражом, придавая проезжей части односторонний уклон.

Вдоль гребня плотины с обеих сторон в пределах обочин ставят ограждения в виде столбов (надолбы), низких стенок и парапетов (рис. 5.8).

В поперечном профиле дороги ограждения ставят на расстоянии не более 0,5 м от бровки гребня, а по длине плотины, если они выполнены в виде столбов и тумб, через 4...6 м.

Конструкция гребня плотины с дорогой, имеющей покрытие проезжей

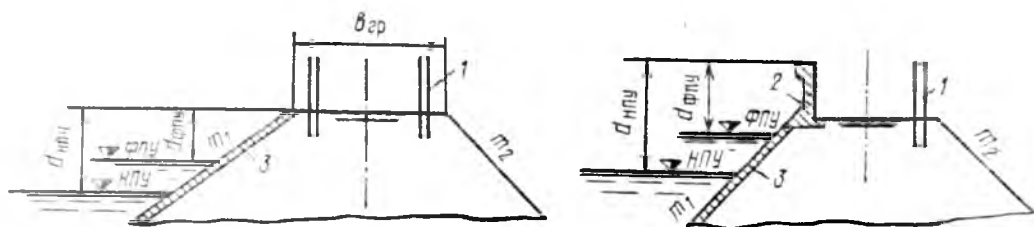


Рис. 5.7. Схемы к определению отметки гребня плотины:

а — со сквозными ограждениями на гребне плотины; б — с парапетом; 1 — сквозные ограждения на гребне (дороге); 2 — парапет; 3 — покрытие верхового откоса; $\Delta_{НПУ}$ — превышение над НПУ; $\Delta_{ФПУ}$ — превышение над ФПУ.

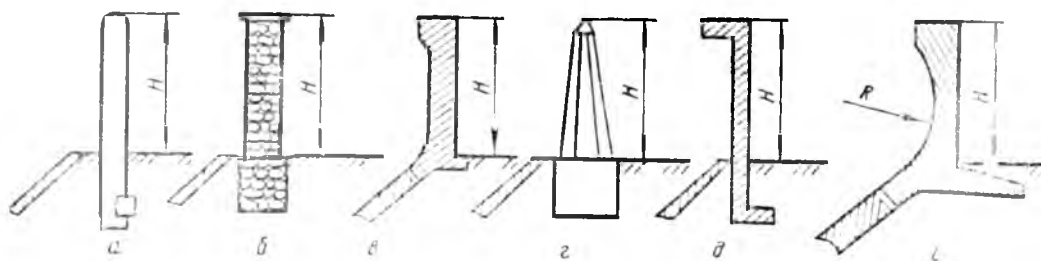


Рис. 5.8. Конструктивные схемы ограждения на гребне плотины (дороге):

а — железобетонные столбы (надолбы); б — из кладки, железобетонные; в — бетонный парапет; д — железобетонные стенки (типа парапет); е — ограничитель наката.



Рис. 5.9. Конструкция гребня плотины с булыжной мостовой:

1 — одиночная мостовая; 2 — слой асфальта; 3 — основание дороги — песчаная подушка; 4 — ограждение — надолбы; 5 — дренажная воронка; 6 — обратный фильтр в конце дренажной воронки.

части по типу булыжной мостовой, показана на рисунке 5.9.

В грунтовых плотинах заложение откосов зависит от вида грунта и его сдвиговых характеристик. Устойчивость откосов подтверждается расчетом. Расчеты можно выполнить лишь после определения геометрических размеров поперечного профиля плотины и выполненных фильтрационных расчетов.

Предварительно заложение откосов задают, используя опыт плотиностроения.

Откосы выполняют с постоянным или переменным заложением по высоте (рис. 5.10). В низких плотинах обычно принимают постоянное заложение, а в средних и высоких — переменное, что уменьшает объем насыпи.

На верхних откосах их выполняют в местах изменения заложения откосов и расположения упоров крепления (см. рис. 5.4), а также по условиям производства работ. Бермы применяют и в перемычках, включенных в тело плотины. На низовых откосах бермы размещают через 10...15 м по высоте плотины, увеличивая это расстояние в высоких плотинах.

Бермы с кюветами на низовых откосах служат для перехвата ливневых вод. Их используют для заглубления

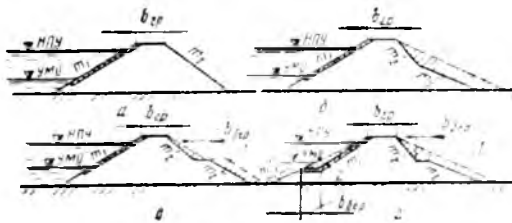


Рис. 5.10. Заложение откосов грунтовых плотин:

а — постоянное; б, в, г — переменное соответственно со стороны нижнего бьефа, со стороны нижнего бьефа с бермой, со стороны верхнего и нижнего бьефов с бермами; 1 — дополнительный объем работ при постоянном заложении со стороны низового и верхнего откосов.

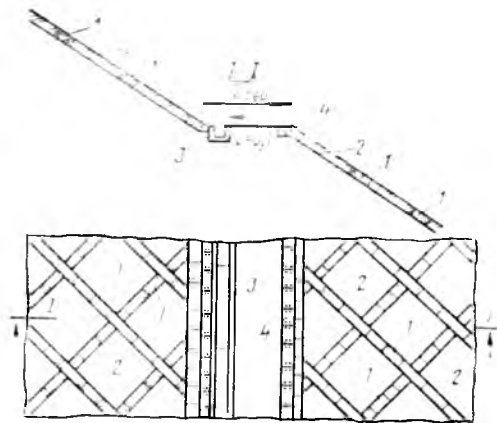


Рис. 5.11. Крепление низового откоса в дерновых клетках и деталь бермы:

1 — дерновые ленты, прикрепленные к откосу деревянными спицами; 2 — растительный слой 8...12 см; 3 — сборный железобетонный лоток; 4 — опояски по бровке откоса дерновыми лентами или бетонными опоясками.

кривой депрессии, если она близко подходит к низовому откосу, а также для эксплуатационного проезда и размещения оголовков пьезометров. Бермам придают уклон в сторону кювет, а бровки берм полезно закреплять дерновыми лентами или бетонными опоясками.

Элементы крепления низового откоса с помощью дерновых клеток показаны на рисунке 5.11.

Для предохранения откосов от разрушения ветровыми волнами применяют крепление, в состав которого входят покрытие, воспринимающее силовое воздействие, и подготовка, укладываемая обычно по типу обратных фильтров.

Крепление верхнего откоса делится на основное, располагаемое в зоне воздействия волновых сил, и облегченное, располагаемое ниже и выше основного крепления.

Для крепления откосов применяют водонепроницаемые покрытия — бетонные и железобетонные (сборные и монолитные) плиты, асфальтобетон и водопроницаемые покрытия (каменная наброска, мостовая, иногда из гравийно-галечниковых грунтов). В отдельных случаях находит применение биологическое крепление.

Покрытие из водонепроницаемых материалов рассчитывают на прочность и устойчивость, а водопроницаемое — только на устойчивость от воздействия фильтрационного потока.

Каменная наброска водопроницаема. Работы по ее укладке легко поддаются механизации. Наброску выполняют независимо от температуры воздуха. Разрушенные участки покрытия легко и быстро восстанавливаются, крепление обладает гибкостью и приспособляется к деформациям откоса.

Наброску выполняют из камня изверженных, метаморфических и осадочных пород, обладающих прочностью, морозо- и водостойкостью.

Конструкция покрытия откоса из каменной наброски приведена на рисунке 5.12, а. Массу отдельного камня из условия устойчивости определяют по формуле:

$$Q = \rho_0 \frac{\mu \rho_k h^2 \lambda}{(\rho_k - \rho_0)^3 V 1 \text{ м}^3} \quad (5.4)$$

где μ — для каменной наброски 0,025; ρ_k — плотность камня; ρ_0 — плотность воды; h и λ — высота и длина волны.

Для крепления из несортированной каменной наброски необходимо знать значение коэффициента ϵ_D (43) в границах заштрихованной зоны (рис. 5.13). Коэффициент ϵ_D определяют по формуле:

$$\epsilon_D = \sqrt[3]{Q_i/Q} = D_{ш}^3/D_{ш}^3, \quad (5.5)$$

где Q — масса камня, определенная по формуле (5.4); Q_i — масса камня, большая или меньшая расчетной; $D_{ш}^i$, $D_{ш}$ — диаметры камня, приведенные к диаметру шара, имеющие массу соответственно Q_i и Q .

Покрытие в виде одиночной мостовой (рис. 5.12, б) выполняют редко. Его применяют при высоте ветровой волны менее 1,5 м.

Для повышения устойчивой мосто-

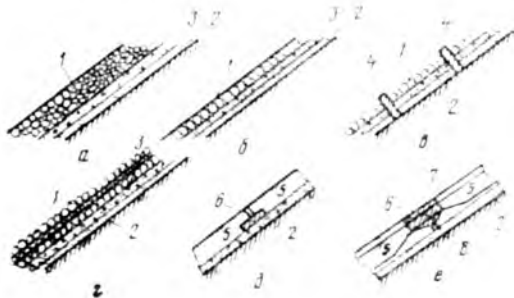


Рис. 5.12. Типы крепления верхних откосов: а — каменная наброска; б, г — одиночная и двойная мостовая; в — мостовая в клетках; д, е — швы в монолитном и сборном железобетонном покрытиях; 1 — камень; 2, 3 — первый и второй слои подготовки; 4 — армированные бетонные балки; 5 — плита перекрытия; 6 — сварка арматуры; 7 — заволакивание бетоном; 8 — деревянная доска.

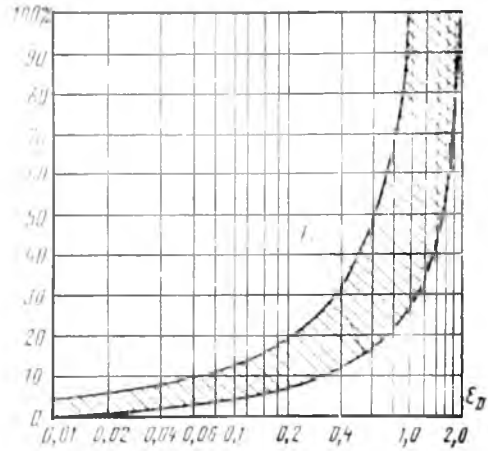


Рис. 5.13. График для определения допустимого зернового состава несортированной каменной наброски для крепления откосов: 1 — граница зоны допустимого зернового состава.

вой камни укладывают в клетки (рис. 5.12, в) из бетонных сборных элементов. В таких покрытиях случайный выпад нескольких камней приводит к локальному разрушению в пределах клетки. При высоте волны более 1,5 м можно применять двойную мостовую (рис. 5.12, г).

Бетонные монолитные плиты применяют при высоте ветровых волн не более 1,5 м. При большей высоте волн требуются расчеты прочности от силового воздействия ветровых волн. Деформационные швы между плитами уплотняют асфальтовой мастикой или деревянными досками, вставляемыми после укладки бетона в плиты.

При повышенной ветровой волне применяют железобетонные плиты сборные и монолитные. Размеры сборных плит определяют расчетом, учитывая грузоподъемность транспортных средств и кранов.

Отдельные плиты объединяют в карты, швы между ними замоноличивают. Между картами делают деформационные швы. Примеры замоноличенных швов в железобетонных плитах приведены на рисунке 5.14. Деформационные швы выполняют по той же схеме, но швы заполняют асфальтовой мастикой, что позволяет картам перемещаться в случае неравномерной осадки и температурных деформаций.

Толщину бетонных и железобетонных плит определяют по формуле:

$$\delta_{пл} = 0,07 \eta \frac{F_n}{\Omega_{пл} - F_n} \times$$

$$\times \sqrt[3]{\frac{\lambda}{B} V \frac{m^2 + 1}{m}}, \quad (5.6)$$

где $\eta=1$ — для монолитных плит и $\eta=1,1$ — для сборных; B — размер плиты.

Верхнюю границу основного крепления, как правило, доводят до гребня плотины и только в отдельных случаях границу крепления выполняют на отметке, соответствующей высоте наката и нагона ветровой волны.

Нижнюю границу основного крепления назначают на глубине $a=2h_{1\%}$, отсчитываемой от УМО ($h_{1\%}$ — высота волны 1%-ной обеспеченности). При этом нижняя граница крепления должна быть ниже подводной кромки льда на значение, равное половине толщины льда.

Ниже основного крепления (как и выше) применяют облегченное крепление. Граница его определяется отметкой, ниже которой волновые скорости по откосу не превышают допускаемые для неукрепленного грунта.

На границе сопряжения основного и облегченного крепления выполняют упор, располагая его либо непосредственно на откосе, либо на берме (рис. 5.15). Назначение упора — предупредить возможность сдвига основного крепления по откосу и предохранить концевую часть покрытия от подмыва при воздействии волн.

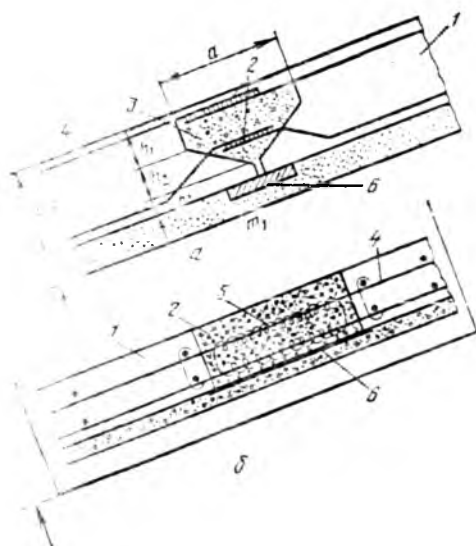


Рис. 5.14. Замоноличенные швы в железобетонных сборных плитах покрытия верхнего откоса:

а, б — арматура двух соседних плит соединяется соответственно сваркой и проволокой; 1 — железобетонные сборные плиты; 2 — сварка; 3 — заполнение бетоном; 4 — рабочая арматура; 5 — обмотка вязальной проволокой; 6 — подкладка из рубероида.

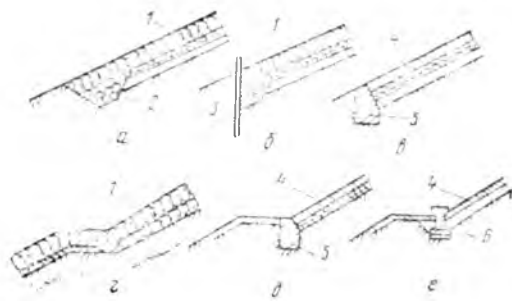


Рис. 5.15. Конструктивные схемы упоров:

а, б, в — на откосах; г, д, е — на бермах; 1 — мостовая; 2, 3, 5, 6 — упоры соответственно каменный, деревянный, массивный и железобетонный; 4 — железобетонные плиты покрытия.

Пологие (пляжные) откосы устойчивы без крепления. Они выдерживают силовое воздействие при высоте волн до 1,5 м и сохраняют устойчивость за все время эксплуатации.

Для предварительного определения заложения пологих откосов можно ис-

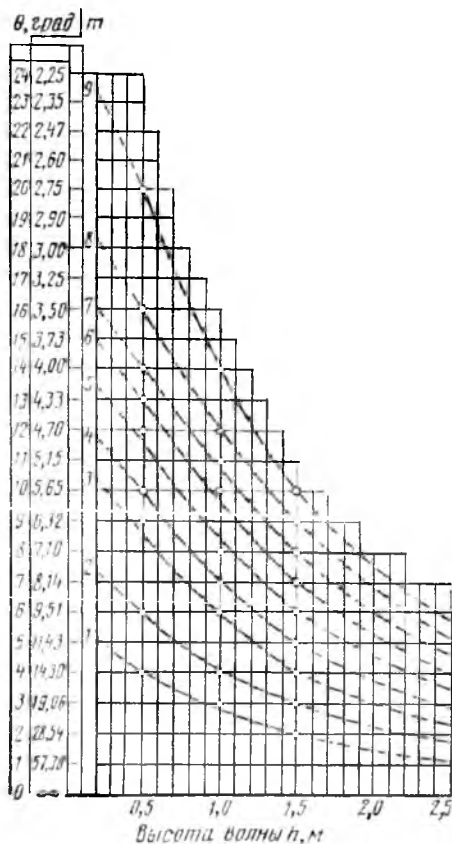


Рис. 5.16. График для определения заложения неразмываемого (полого) откоса без крепления:

1 — глина; 2 — лёсс; 3 — суглинок; 4, 5, 6 — мелкий, среднезернистый и крупный песок; 6 — суглинок со щебнем и валунами; 8 — гравий; 9 — галька. Пунктиром показана экстраполяция.

пользовать график, построенный с учетом длительных наблюдений (рис. 5.16).

Крепление низового откоса выполняют для предупреждения процессов естественного выветривания. Простые и дешевые способы крепления низового откоса — залужение и одерновка. Для ускорения роста трав при залужении насыпают на откос слой растительной земли 8...10 см. Залужение вступает в силу после того, как укрепится корневая система трав; на это требуется время. В какой-то степени предотвратит деформацию откоса можно залужением в дерновых клетках (см. рис. 5.11).

Залужение откосов и дерновое крепление применяют при благоприятных условиях произрастания трав. В районах с жарким климатом и с сильными ветрами откосы защищают слоем гравийно-галечниковых грунтов 10...20 см. Участки низовых откосов, омываемых водой, крепят так же, как и верховые. Верхнюю границу крепления определяют из условия наката волны. Нижней границей крепления будет подошва откоса.

5.1.5. Дренажи грунтовых плотин

Дренажами называют устройства, предназначенные для отвода воды и имеющие повышенную водопроницаемость по отношению к контактируемому с ним грунту. Дренаж состоит из двух частей: приемной и отводящей. Задачи дренажей — понижение отметок кривой депрессии и недопущение выхода фильтрационного потока на низовой откос. Их применяют для дренирования тела плотины и основания, а также для перехвата фильтрационного потока, обтекающего плечи плотины. Отсутствие дренажей в плотине должно быть всесторонне обосновано.

Местоположение дренажей и их типы устанавливают, исходя из условий устойчивости низового откоса. Приемную часть дренажа целесообразно приближать к оси плотины, но в этом случае будет больше объем работ по дренажу, увеличатся градиенты напора, возрастут фильтрационные потери воды и несколько усложнится эксплуатация.

Нормальная работа дренажей обеспечивается, если приемная часть их

расположена выше уровня воды в нижнем бьефе. Начало дренажа располагают на таком расстоянии от подошвы плотины низового откоса, чтобы было обеспечено расстояние от кривой депрессии до плоскости низового откоса более глубины промерзания. Основными конструкциями дренажей будут наклонный, дренажная призма (банкет), комбинированный, плоский горизонтальный, ленточный, трубчатый горизонтальный и вертикальный.

Наслонный дренаж (рис. 5.17, а). Он не понижает кривую депрессии, а только предохраняет низовой откос в месте выхода фильтрационного потока от возможных фильтрационных деформаций и представляет обратный фильтр, уложенный по низовому откосу. Отметка верха дренажа должна находиться выше точки выхода кривой депрессии на откос и в то же время выше высоты наката ветровой волны от уровня нижнего бьефа.

Дренажная призма (рис. 5.17, б). Она нашла широкое применение в грунтовых плотинах благодаря простоте конструкции; работе при любых переменных уровнях воды в нижнем бьефе; дренированию как тела плотины, так и части основания; использованию как перемычки при пропуске строительного расхода. Недостаток дренажной призмы — относительно большой объем камня.

Заложение наружного откоса дренажа $m_{бр}$ задают из условия устойчивости (обычно 1,5); внутреннего $m_{др}$ — из условия положения точки А, определяемой расчетом при заданном значении a .

Верх призмы располагают выше уровня воды в нижнем бьефе. Высота призмы обычно составляет до $0,2H_{пл}$.

Дренажная призма может применяться и в сочетании с наклонным дренажем (рис. 5.17, в).

Плоский горизонтальный дренаж (рис. 5.17, г). Его выполняют в виде постели, в которой грунты уложены по типу обратного фильтра как со стороны основания плотины, так и ее тела; находят расчетом, используя методику подбора обратных фильтров.

Плоский дренаж применим при отсутствии воды в нижнем бьефе. При кратковременном повышении уровня воды в приемной части дренажа предусматривают наклонный или верти-

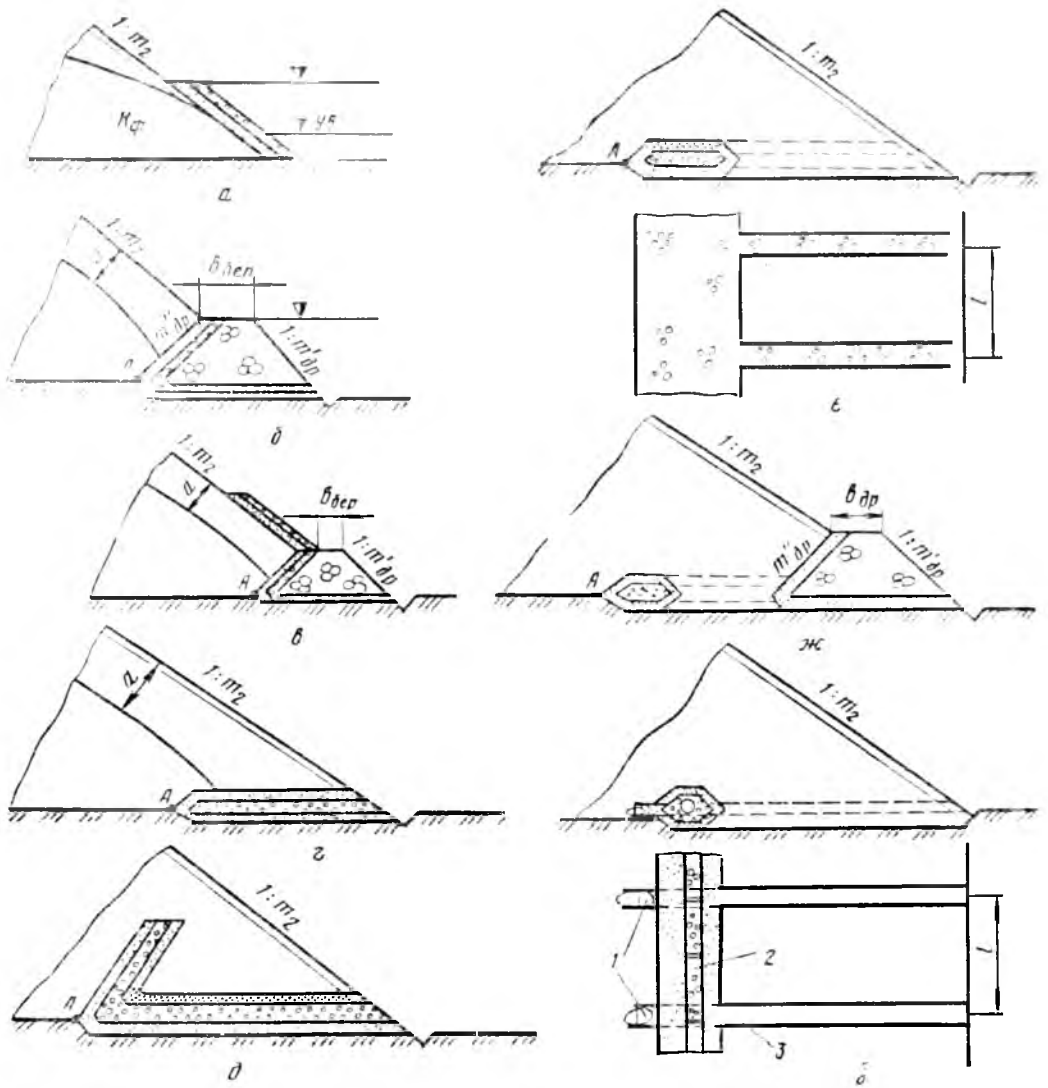


Рис. 5.17. Виды дренажей:

а — наклонный; *б* — дренажная призма (банкет); *в* — комбинированный (дренажная призма в сочетании с наклонным дренажем); *г* — плоский с вертикальным (наклонным) участком в приемной части; *д* — плоский с ленточным; *е* — ленточный; *ж* — комбинированный (дренажная призма в сочетании с ленточным дренажем); *з* — трубчатый горизонтальный; *1* — заглушки; *2*, *3* — перфорированные и отводящие трубы.

кальный участок, соединенный с постелью (рис. 5.17, *д*).

Достоинство плоского дренажа — простота выполнения, механизация укладки дренажного материала, а также хорошее дренирование основания.

Ленточный дренаж (рис. 5.17, *е*). Он является разновидностью плоского дренажа. Здесь вместо сплошной постели выполняют узкую ленту (приемная часть), а нормально к ней дают отводящую часть, также в виде узкой ленты.

Дренажная призма в сочетании с ленточным дренажем (рис. 5.17, *ж*). Такое сочетание позволяет снизить затраты на устройство дренажа. При

отсутствии воды в нижнем бьефе работает ленточный дренаж, при этом обеспечивается необходимое расстояние *a*. В случае кратковременного и незначительного повышения уровня воды в нижнем бьефе включается в работу дренажная призма.

Трубчатый горизонтальный дренаж (рис. 5.17, *з*). Приемную часть дренажа выполняют из перфорированных труб, укладываемых параллельно подошве откоса, следуя за ее изгибами и обеспечивая при этом односторонний уклон. Диаметр труб определяют расчетом (при безнапорном режиме), из производственных условий применять трубы диаметром менее 0,2 м не

рекомендуется. По периметру приемной части трубы укладывают обратные фильтры. Из приемной части дренажа вода отводится неперфорированными трубами в нижний бьеф. Разработаны сборные трубы из пористого бетона, работающие без обратных фильтров.

5.1.6. Обратные фильтры дренажей

Градиенты напора при подходе фильтрационного потока к дренажу возрастают, в результате чего могут появиться фильтрационные деформации. Для предотвращения таких деформаций дренажи защищают обратными фильтрами из грунтов или искусственных минеральных материалов. Фильтры подбирают при известных характеристиках защищаемого грунта и слоев фильтра $\gamma_{гр}$, $\gamma_{взв}$, φ , n , а также используют показатели с кривых гранулометрического состава грунтов. Обратные фильтры, применяемые в дренажах, разделяют на следующие основные типы (рис. 5.18).

При подборе фильтров возможны два случая: первый — известны параметры карьерного грунта и заданы кривые гранулометрического состава, расчетом устанавливают применимость этих грунтов для фильтра; второй — данные гранулометрического состава отсутствуют, кривые их определяют из условия отсутствия фильтрационных деформаций.

Методы подбора обратных фильтров. Основные требования к слоям обратных фильтров — достаточная водопроницаемость, непросыпаемость частиц грунта из одного слоя в другой и некольматируемость. Обратные фильтры можно подобрать по графикам, разработанным В. С. Истоминой.

Принцип их построения основан на разделении поля графика на две об-

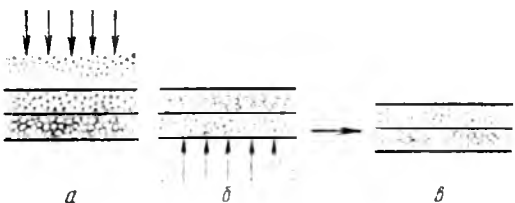


Рис. 5.18. Типы обратных фильтров:

a — направление фильтрационного потока сверху вниз, совпадает с направлением собственного веса частиц грунта; *b* — направление фильтрационного потока снизу вверх противоположно собственному весу частиц грунта; *v* — направление фильтрационного потока параллельно слоям обратного фильтра.

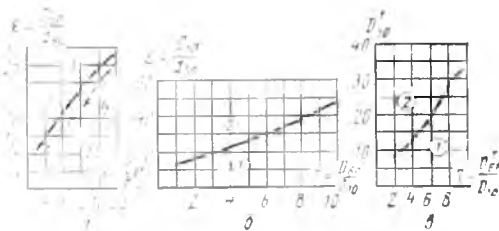


Рис. 5.19. Графики для подбора слоев обратного фильтра в дренажах грунтовых плотин: *a* — при нисходящем фильтрационном потоке; *b* — при восходящем фильтрационном потоке; *v* — при отслаивании на контакте со связным грунтом; 2, 1 — области соответственно допустимых и недопустимых характеристик; 3, 4 — кривые для грунтов соответственно с окатанными и угловатыми частицами.

ласти — допускаемых (ниже кривой) и недопускаемых (выше кривой) характеристик. По осям графиков откладывают характеристики грунтов, если они пересекаются в области допускаемых значений, грунт можно использовать для фильтра (рис. 5.19).

5.1.7. Противофильтрационные устройства в теле плотины

В грунтовых плотинах, тело которых выполнено из сильноводопроницаемых грунтов, применяют противофильтрационные устройства. Назначение их — уменьшить фильтрационные потери воды через тело плотины, а также повысить устойчивость низового откоса. Основные противофильтрационные устройства в теле плотины — ядра, экраны, диафрагмы. Для создания их применяют суглинки, глины, глинобетон, торф, находят применение и битумные составы, асфальтобетон, бетон и полимерные пленки.

Грунтовое ядро. Ядро относительно оси плотины размещают по следующей схеме (рис. 5.20, 5.21). Смещая ядро в сторону верхнего бьефа или делая его наклонным, можно повысить устойчивость низового откоса в связи с уменьшением фильтрационной силы и увеличением объема сухого грунта,



Рис. 5.20. Положение ядра относительно оси плотины:

a, б — ось вертикального ядра соответственно совмещена с осью плотины, смещена относительно оси плотины; *v* — наклонное ядро.

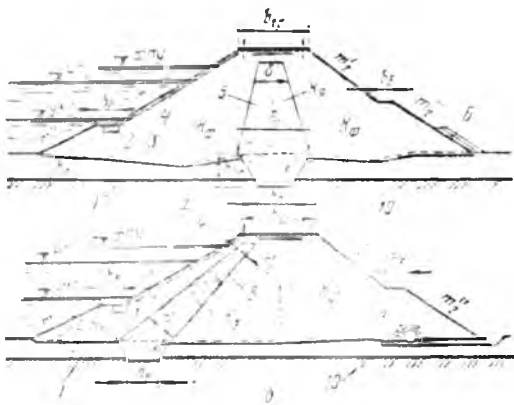


Рис. 5.21. Конструктивные схемы плотин с грунтовыми ядром (а) и экраном (б):

1 — водонепроницаемый слой основания; 2 — подошва плотины; 3 — поверхность грунта; 4 — крепление верхнего откоса; 5, 8 — грунтовое ядро и экран; 6, 9 — наклонный и трубчатый дренаж; 7 — пригрузка экрана; 10 — водоупор.

для которого сдвиговые характеристики будут больше. Верх ядра располагают выше ФПУ, чтобы исключить перелив воды через него; одновременно должно быть обеспечено расстояние от гребня плотины до верха ядра больше глубины промерзания.

Минимальный размер ядра поверху назначают из условия производства работ, но не менее 0,8 м, а понизу, на уровне кривой депрессии за ядром, определяют по формуле:

$$\delta_{\text{я}} = \Delta H / I_{\text{доп}}, \quad (5.7)$$

где ΔH — разность уровней воды до ядра и за ним; $I_{\text{доп}}$ — допустимый градиент.

Грунтовый экран. Под экраном понимается противофильтрационное устройство, располагаемое по верхнему откосу плотины (см. рис. 5,20, 5.21). Заложение внутреннего откоса экрана принимают из условия устойчивости откоса плотины, на котором он уложен. Толщину экрана (а она измеряется нормально к его откосу) поверху δ , задают не менее 0,8 м, а внизу ее определяют расчетом по формуле (5.7).

Отметку верха экрана принимают выше ФПУ, с учетом нагона и наката волны. Поверх экрана укладывают пригрузку из несвязных грунтов толщиной не менее глубины промерзания.

Экраны из негрунтовых материалов. Находят распространение экраны из полимерных пленок. Они достаточно прочны, химически инертны и хорошо свариваются горячим способом. Для недопущения разрыва пленки предусматриваются компенсаторы, необ-

ходимые по температурным условиям и осадке грунта тела плотины. Пленки укладывают на откосы плотины с заложением не менее 3, на подготовку из песчаных грунтов скрупностью частиц не более 6 мм. Толщина подготовки 0,3...0,5 м, сверху пленку покрывают защитным песчаным слоем.

Диафрагмы. Противофильтрационные устройства в виде диафрагм (вертикальных стенок) размещают обычно по оси плотины. Их выполняют из бетона, железобетона, дерева, металла, а также из асфальтобетона. Размеры определяют расчетом.

5.1.8. Противофильтрационные устройства в основании плотин

Если в основании грунтовых плотин залегают водопроницаемые грунты, то для уменьшения фильтрационных потерь воды и снижения гидравлических градиентов применяют противофильтрационные устройства. Основные из них — замки, зубья, шпунтовые стенки, в скальных основаниях цементационные завесы.

Противофильтрационные устройства в основании плотин могут быть глухими (прорезают весь водопроницаемый слой) и висячими (не доходят до водоупора).

Замок и зуб. Замок — водонепроницаемое препятствие в основании плотины, прорезающее водопроницаемый слой грунта и входящее в водоупор. Аналогичное устройство, не доходящее до водоупора, называют зубом.

Замок выполняют как самостоятельный элемент (рис. 5,22, а) или в сочетании с другими противофильтрационными устройствами. Допускается смещение замка от оси в сторону верхнего бьефа. Замок применяют, когда мощность водопроницаемого слоя грунта в основании не более 3...4 м. С увеличением мощности водопроницаемого слоя выполнить трапецию под замок становится трудно; в этом случае переходят к комбинации зуба со шпунтовой стенкой (рис. 5,22, б).

Сопряжения грунтовых противофильтрационных устройств тела плотины и основания. Сопряжения должны предусматривать непрерывную водонепроницаемую линию в теле плотины и основании; при этом целесообразно для них использовать один

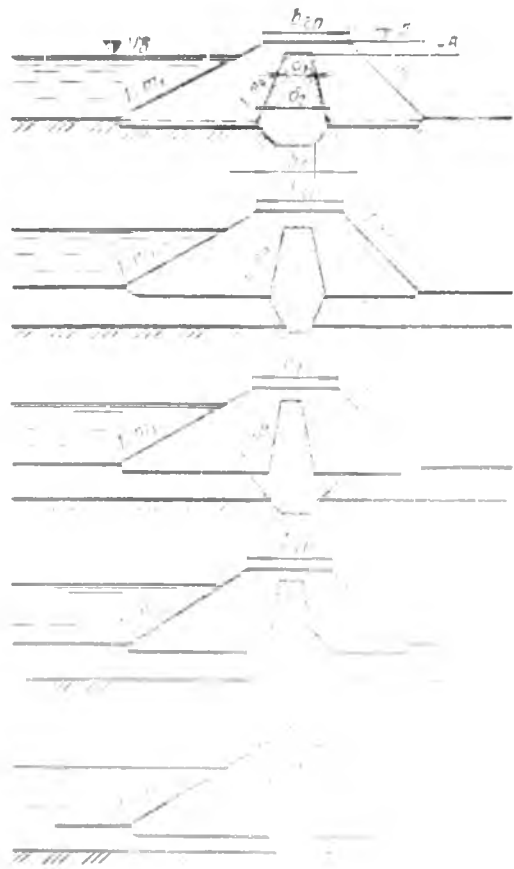
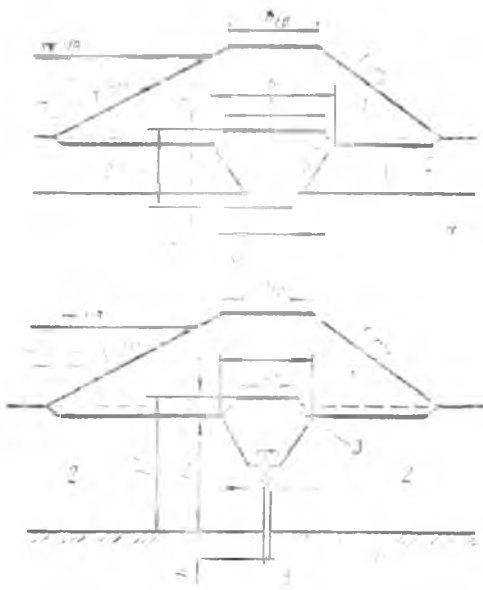


Рис. 5.22. Конструкции сопряжения тела плотины с основанием:

a — замок, при толщине водопроницаемой прослойки до 2...3 м; *b* — зубом в сочетании со шпунтовой стенкой, при толщине водопроницаемой прослойки (при применении деревянных шпунтовых свай) до 8 м; 1, 2, 3 — соответственно маловодопроницаемый, водопроницаемый, водонепроницаемый грунт; 4 — водоупор. Примерные размеры частей конструкции: $h_1 = 0.5...0.8$ м; $h_2 = 0.5$ м; b_0 — выбирают по условиям производства работ, b_1 — по геометрическому построению, m тр — из условия устойчивости траншеи в период ее выполнения.

и тот же грунт. Схемы сопряжения двух противодиффузионных устройств приведены на рисунке 5.23.

Понуры. В плотинах на водопроницаемом основании при глубоком залегании водоупора устраивают понуры, представляющие водонепроницаемую постель в верхнем бьефе, покрывающую дно перед плотиной. Понур можно применять в сочетании с экраном или с ядром. Длину понура назначают в зависимости от допускаемых потерь воды на фильтрацию и отсутствия фильтрационных деформаций грунта основания и тела плотины. Толщину понура определяют по формуле (5.7); минимальная толщина должна быть не менее 0,5 м. Сверху понур пригружают несвязными грунтами, чтобы не допустить повреждения его во время производства работ и предохранить от промерзания.

При залегании в основании плотин крупнозернистых грунтов под понуром предусматривают переходный слой по типу обратного фильтра с целью исключения возможных деформаций. Такие же слои укладывают и под экра-

Рис. 5.23. Сопряжение двух противодиффузионных устройств при помощи замка



Рис. 5.24. Типы соединений грунтовой противодиффузионной части плотины с цементационной завесой:

1 — бетонная плита (подушка, утопленная в скальное основание); 2 — подошва плотины; 3 — грунтовое противодиффузионное устройство тела плотины; 4 — скальное трещиноватое основание плотины; 5 — скважины цементации; 6 — цементационная завеса.

ном, если тело плотины выполнено из крупнообломочных грунтов.

Инъекционные завесы. Под завесой понимается водонепроницаемая преграда для фильтрационного потока, располагаемая в основании плотин или на путях обхода водоподпорного сооружения фильтрационным потоком. Цементационные завесы выполняют в скальных и крупнообломочных грунтах нагнетанием в пробуренные скважины пластифицированного цементного раствора. Завесы, как правило, бывают висячими. Их расчет и конструктивные особенности приведены в главе 7.1. Сопряжение противофильтрационных устройств тела плотины с инъекционными завесами осуществляется с помощью бетонной плиты (рис. 5.24), в верхней части которой имеются выступы, необходимые для удлинения путей фильтрации, на контакте двух материалов — бетона и грунта.

5.1.9. Фильтрация в грунтовых плотинах

На основе фильтрационных расчетов определяют потери воды через тело плотины и ее основание, положение кривой депрессии и градиенты напора, оценивают потери воды через ложе водохранилища и в обход плотины.

Фильтрационные расчеты грунтовых плотин ведут при следующих допущениях: фильтрация рассматривается плоской, водоупор считается водонепроницаемым и горизонтальным, грунт тела плотины принимается однородно изотропным, положение кривой депрессии не зависит от грунта, а определяется только геометрическими размерами профиля плотины, слой воды в нижнем бьефе в результате фильтрации через тело плотины и основание не учитывается.

При фильтрационных расчетах грунтовых плотин используют закон Дарси и формулу Дюпюи:

$$q K_{\Phi} = (h_1^3 - h_2^3) / (2l), \quad (5.8)$$

где q — удельный фильтрационный расход, м³/с; K_{Φ} — коэффициент фильтрации, м/с; h_1 и h_2 — глубины воды в двух смежных сечениях относительно принятой плоскости сравнения, м; l — расстояние между принятыми сечениями, м.

Методы фильтрационных расчетов.

Применяют два основных аналитических метода фильтрационных расчетов: гидромеханический и гидравлический. Гидромеханический метод почти не имеет применения из-за своей сложности. Гидравлический метод основан на ряде упрощений, он прост, не требует сложных математических операций и имеет широкое распространение.

Экспериментальные методы наиболее точно воспроизводят картину движения фильтрационного потока в реальных условиях. Они обязательны при фильтрационных расчетах плотин I и II классов, а также других классов при соответствующем обосновании. Среди экспериментальных методов широкое распространение получил метод ЭГДА.

При фильтрационных расчетах допускается использовать любой из гидравлических методов, известных в технической литературе.

Широко применяют гидравлический метод эквивалентного профиля, в котором реальный поперечный профиль плотины заменяют на эквивалентный в фильтрационном отношении профиль плотины с вертикальным верховым откосом (рис. 5.25, а). Несмотря на искажение профиля плотины, параметры фильтрационного потока, вычисленные по этому методу, совпадают с аналогичными параметрами, полученными с использованием реального профиля плотины.

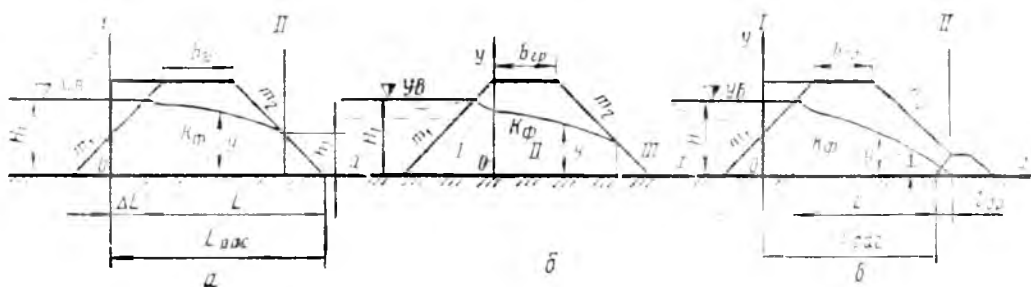


Рис. 5.25. Расчетные схемы грунтовых плотин:

а, а — по методу эквивалентного профиля, для однородной плотины без дренажа и с дренажем; б — по Н. Н. Павловскому.

5.1.10. Фильтрация в плотинах на водонепроницаемом основании

В однородной плотине на водонепроницаемом основании фильтрационный поток в теле плотины имеет участки с различными значениями градиентов напора. Учитывая это, Н. Н. Павловский выделил три характерных участка в поперечном профиле плотины: I—верховой клин; II—средняя часть; III—низовой клин (рис. 5.25, б). Для каждого из этих участков найдены уравнения для определения потерь на фильтрацию и построения кривой депрессии.

В методе эквивалентного профиля оценку потерь напора на I участке проводят, увеличивая фильтрационный путь. Ордината кривой депрессии в месте пересечения с откосом будет ниже уровня воды в верхнем бьефе. Ее корректируют таким образом, чтобы она примыкала к откосу под углом 90° .

Однородные плотины без дренажа (рис. 5.25, а; $H_2=0$). Вертикальный откос, по методу эквивалентного профиля, находится на расстоянии ΔL от вертикали, проходящей через точку пересечения уровня воды с откосом. По Г. К. Михайлову,

$$\Delta L/H_1 = m_1/(2m_1 + 1). \quad (5.9)$$

Применяя уравнение Дюпюи для сечений I—I и II—II, имеем:

$$\frac{q}{K_\Phi} = \frac{H_1^2 - h_1^2}{2(L_{\text{рас}} - h_1 m_2)} \quad (5.10)$$

и, используя уравнение низового клина Н. Н. Павловского, получим:

$$q/K_\Phi = h_1/m_2. \quad (5.11)$$

Совместное решение этих уравнений дает расчетную формулу:

$$h_1 = \frac{L_{\text{рас}}}{m_2} - \sqrt{\left(\frac{L_{\text{рас}}}{m_2}\right)^2 - H_1^2}. \quad (5.12)$$

Уравнение кривой депрессии при начале координат в точке O по формуле Дюпюи имеет вид:

$$y^2 = H_1^2 - 2qx/K_\Phi. \quad (5.13)$$

Для плотин с водой в нижнем бьефе методика вывода фильтрационных уравнений не изменится, но в формулах дополнительно нужно учитывать член H_2 .

Однородная плотина с дренажем (рис. 5.25, в; $H_2=0$). Для сечений I—I

и II—II по формуле Дюпюи можно записать:

$$q/K_\Phi = H_1^2/[2(L_{\text{рас}} + l_{\text{др}})]. \quad (5.14)$$

Учитывая, что значение захода кривой депрессии в дренаж $l_{\text{др}}$ невелико по сравнению с $L_{\text{рас}}$, им пренебрегают, и формула имеет вид:

$$q/K_\Phi = H_1^2/(2L_{\text{рас}}). \quad (5.15)$$

Из геометрических соотношений можно написать:

$$l_{\text{др}} = h_1 \sin \alpha \cos \alpha, \quad (5.16)$$

где α — угол наклона внутреннего откоса дренажной призмы к горизонту.

Часто $m_{\text{др}}'' = 1$, тогда $l_{\text{др}} = 0,5 h_1$. При других значениях $m_{\text{др}}$ значение $l_{\text{др}}$ будет также близко к $0,5 h_1$. Так, при $m_{\text{др}} = 1,5$ оно равно $0,45 h_1$. Принимая $l_{\text{др}} = 0,5 h$, получают:

$$q/K_\Phi = h_1. \quad (5.17)$$

Кривую депрессии строят по уравнению:

$$y^2 = H_1^2 - 2qx/K_\Phi. \quad (5.18)$$

Плотина с ядром. При расчете таких плотин проектный профиль (рис. 5.26, а) заменяют на схему с приведенным ядром со средней толщиной $\delta_{\text{ср}} = (\delta_1 + \delta_2)/2$ (рис. 5.26, б). Затем, используя метод виртуальных длин, ядро с коэффициентом фильтрации $K_{\text{я}}$ заменяют на эквивалентную в фильтрационном отношении призму с коэффициентом фильтрации K_Φ , длина которой будет:

$$L_{\text{пр.я}} = \delta_{\text{ср}} K_\Phi / K_{\text{я}}. \quad (5.19)$$

Полученная схема (рис. 5.26, в) соответствует однородной грунтовой плотине с коэффициентом фильтрации K_Φ с дренажем или без дренажа, в зависимости от принятого поперечного профиля плотины.

Метод расчета плотины с ядром (Н. П. Розанов). При расчете также используют виртуальную длину. Верховую призму плотины заменяют на длину S_1 с коэффициентом фильтрации $K_{\text{я}}$ по зависимости:

$$\delta_{\text{я.р}} = \delta_{\text{я.р}} + K_{\text{я}} S_1 / K_\Phi. \quad (5.20)$$

Ядро по высоте делят горизонтальной линией $O—O$ на две части (рис. 5.27).

Для верхней части ядра бегут зависимость П. Я. Полубариновой-Кочкиной:

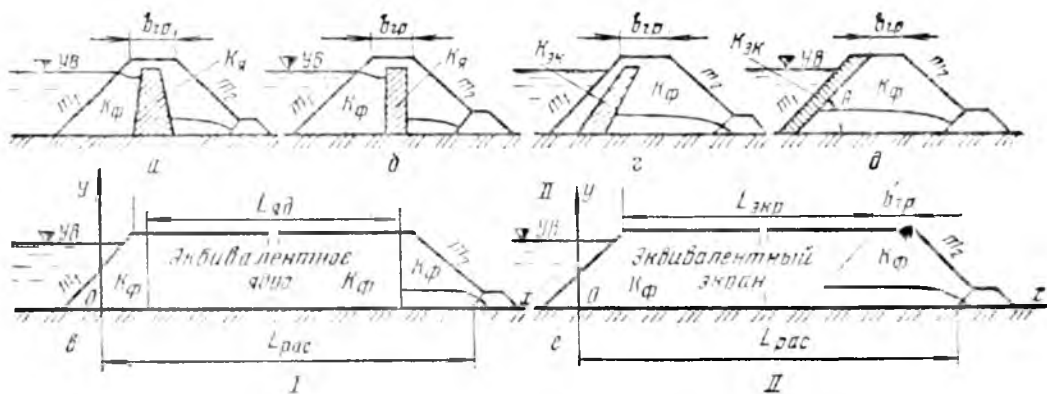


Рис. 5.26. Схемы к расчету грунтовой плотины с ядром (I) и с экраном (II): а, с — заданный (проектный) профиль плотины; б, д — приведенная схема; в, е — расчетная схема.

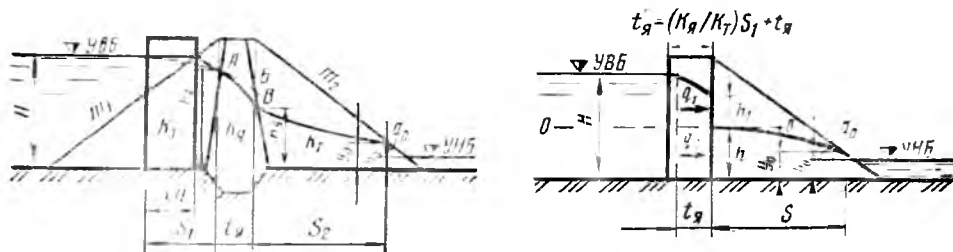


Рис. 5.27. Схемы к расчету грунтовых плотин по методу Н. П. Розанова.

$$q_1/K_{я.р} = 1,35K_{я.р} \times \left[\sqrt{1,82\delta_{я.р} + (H_1 - h)^2} - 1,35\delta_{я.р} \right] \quad (5.21)$$

Для нижней части ядра (ниже линии $O-O$):

$$q_2/K_{я.р} = (H_1 - h)h/\delta_{я.р}^* \quad (5.22)$$

Полный удельный расход через приведенное ядро:

$$q = q_1 + q_2 \quad (5.23)$$

Используя формулу Льюки и зависимость для низового клина Н. Н. Павловского, можно определить неизвестные значения q , h и a (12).

Плотина с экраном. Проектный профиль плотины (рис. 5.26, в) приводят к схеме, в которой толщину экрана принимают средней $\delta_{ср} = (\delta_1 + \delta_2)/2$ (рис. 5.26, д); при этом потерями фильтрации напора в пригрузочном слое пренебрегают. Затем экран с коэффициентом фильтрации $K_{экр}$ заменяют на эквивалентную призму с коэффициентом $K_{ф}$ и длиной:

$$L_{пр.экр} = \delta_{ср} K_{ф} \sin \theta / K_{экр} \quad (5.24)$$

В результате преобразований получают расчетную схему однородной

плотины с коэффициентом фильтрации $K_{ф}$ (рис. 5.26, е) и расчет ведут по зависимостям для таких плотин.

5.1.11. Фильтрация в плотинах на водонепроницаемом основании

Однородная плотина с дренажем. В таких плотинах расход, проходящий через их тело и основание, определяют по формуле:

$$q = K_{ф} \frac{H_1^2}{2L_{рас}} + K_0 T \frac{H}{L_{рас} + 0,4T} \quad (5.25)$$

Геометрические размеры, входящие в формулу, показаны на рисунке 5.28. Значение $L_{рас} = L + \Delta L$, где по предложению В. Ф. Кондратьева:

$$\frac{\Delta L}{H_1} = \frac{m_1 \left(0,5 + \frac{K_0}{K_{ф}} \frac{T}{T + H_1} \right)}{0,5 + m_1 \frac{K_0}{K_{ф}} \frac{T}{T + H_1}} \quad (5.26)$$

Для определения значения ΔL можно использовать и другие зависимости (15, 62, 63). Имеет распространение и формула Лю-Сюань-ли (58), принятая с небольшими изменениями в СНиП [45]:

$$\frac{\Delta L}{H_1} = \frac{\sigma \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_2}{\sigma - \alpha_1} \quad (5.27)$$

$$\alpha_1 = 2m_1 \frac{H}{T} + \frac{1,32}{m} - 1;$$

$$\alpha_2 = \frac{m_1 H_1}{1 + 2m_1}; \quad \alpha_3 = m_1 H + 0,4T.$$

Кривую депрессии в таких плотинах строят по уравнению Дюпюи.

Плотина с экраном и понуром. В плотинах с экраном, понуром и дренажем (рис. 5.29) для сечения I—I расход (по Дарси):

$$q_{I-I} = K_0 T \frac{H_1 - h_3}{n(L_{II} + m_1 h_3)} \quad (5.28)$$

Для сечения II—II расход (по Дарси):

$$q_{II-II} = K_0 T \frac{h_3 - h_1}{L} - K_\phi \frac{h_3 + h_1}{2} \times \frac{h_3 - h_1}{L} \quad (5.29)$$

Если понур и экран водонепроницаемы, расходы в обоих сечениях будут равны, то есть $q_{I-I} = q_{II-II}$, отсюда

$$K_0 T \frac{H_1 - h_3}{n(L_{II} + m_1 h_3)} = \frac{h_3 - h_1}{L} \times \left(K_0 T + K_\phi \frac{h_3 + h_1}{2} \right) \quad (5.30)$$

В уравнении (5.30) неизвестными будут значения h_3 и h_1 . Решить это уравнение проще графически или методом последовательного приближе-

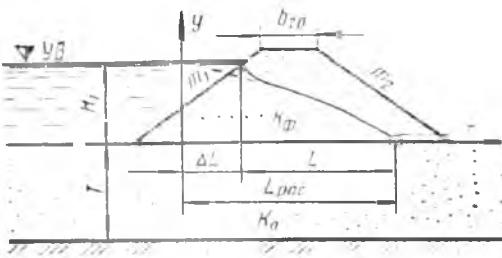


Рис. 5.28. Расчетная схема фильтрации грунтовой плотины на водонепроницаемом основании.

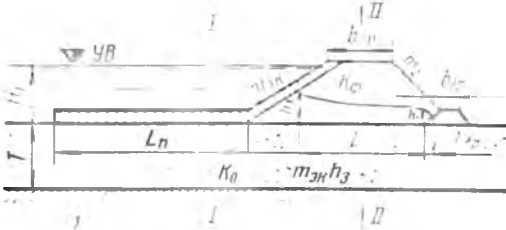


Рис. 5.29. Расчетная схема к фильтрационному району плотины с экраном, понуром и дренажем:

I — водоупор.

ния. Ординаты кривой депрессии можно вычислить по уравнению Дюпюи для схемы однородной плотины, принимая за начальную глубину h_3 .

При значительной разности коэффициентов фильтрации K_0 и K_ϕ кривая депрессии будет расположена ниже вычисленной, но это может идти в запас прочности.

5.1.12. Устойчивость откосов грунтовых плотин

Откосы грунтовых плотин при некоторых условиях могут потерять устойчивость, произойдет их деформация в форме оползания (скольжения) части грунтового массива по некоторой криволинейной поверхности в пределах части высоты откоса, по всей высоте откоса или с захватом части основания (рис. 5.30). Устойчивость откосов грунтовых плотин должна быть обеспечена при любой из приведенных схем.

Разработано несколько методов расчетов: метод горизонтальных сил взаимодействия при круглоцилиндрической поверхности скольжения и метод весового давления при круглоцилиндрической поверхности скольжения. В гидромелиоративной практике широко используют метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения грунтового массива с разбивкой его на отсеки. Задача расчетов состоит в определении коэффициентов запаса устойчивости откосов, который должен быть не менее нормативного, приведенного в СНиП [102].

При расчете устойчивости откосов сдвиговые характеристики грунта ϕ , C относятся только к поверхности скольжения. Покрытие откосов камнем, железобетоном или другим материалом практически не влияет на повышение устойчивости откосов.

Расчет устойчивости откосов по круглоцилиндрической поверхности скольжения. В этом методе считают, что скольжение призмы обрушения будет происходить по радиальной кривой относительно некоторого центра вращения O , расположенного выше гребня плотины.

Устойчивость откоса оценивается коэффициентом запаса $K_{зап}$, представляющим отношение суммы моментов сил удерживающих к сумме моментов сил сдвигающих относительно центра вращения O :

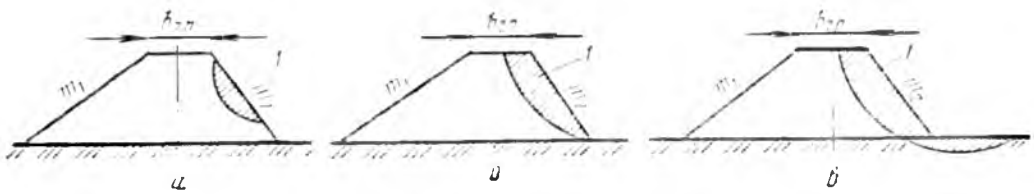


Рис. 5.30. Виды оползания откосов:

a — в пределах части откоса; *б* — в пределах всей высоты откоса; *в* — с захватом части основания; *l* — массив обрушения.

$$K_{\text{зап}} = \frac{\sum M_{\text{уд}}}{\sum M_{\text{сд}}} \quad (5.31)$$

В большинстве случаев грунты призмы обрушения имеют различные показатели, поэтому использовать формулу (5.31) для всего оползневого массива затруднительно. Учитывая это, применяют искусственный прием, основанный на рассмотрении устойчивости отдельно выделенных из массива отсеков (рис. 5.31), образованных вертикальными плоскостями произвольной ширины b . Чаще берут $b = 0,1 R$, что упрощает расчет.

При расчете принимают допущение, согласно которому взаимодействие между отсеками отсутствует, и их рассматривают как недеформируемые тела, удерживаемые силами трения и сцепления.

Отсеки по высоте имеют различные грунты. Для удобства расчетов вычисляют приведенную высоту отсека по формуле:

$$h_{\text{пр}} = h_1 \frac{\gamma_1}{\gamma_{\text{пр}}} + h_2 \frac{\gamma_2}{\gamma_{\text{пр}}} + h_3 \frac{\gamma_3}{\gamma_{\text{пр}}} + \dots + h_n \frac{\gamma_n}{\gamma_{\text{пр}}}, \quad (5.32)$$

где h_1, h_2, h_3 — отдельные составляющие высот отсека (берут по масштабу с чертежа), имеющие соответственно плотности $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \dots, \gamma_n$.

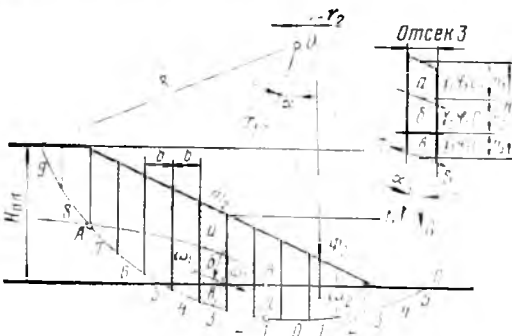


Рис. 5.31. Схема к расчету устойчивости откоса по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения:

a, б — грунт тела плотины соответственно естественной влажности и взвешенный в воде; *в* — грунт основания плотины, взвешенный в воде.

При определении высоты $h_{\text{пр}}$ по формуле (5.32) за приведенную плотность грунта $\gamma_{\text{пр}}$ можно принять любое значение γ , но обычно задают значение, соответствующее грунту естественной влажности (выше кривой депрессии). Вес отсека, равный $G_{\text{от}} = bh_{\text{пр}}\gamma_{\text{пр}}$ переносят по линии действия на кривую скольжения и раскладывают на две составляющие: нормальную $N = G_{\text{от}} \cos \alpha = bh_{\text{пр}}\gamma_{\text{пр}} \cos \alpha$ и касательную $S = G_{\text{от}} \sin \alpha = bh_{\text{пр}}\gamma_{\text{пр}} \sin \alpha$, где α — угол между вертикалью и вектором нормальной силы.

Нормальная составляющая собственного веса вызовет появление силы трения, которая будет равна $T_{\text{тр}} = N \operatorname{tg} \varphi = bh_{\text{пр}}\gamma_{\text{пр}} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi$.

Коэффициент запаса на устойчивость любого отсека:

$$K_{\text{зап}} = (T_{\text{тр}} R + CR) / (SR). \quad (5.33)$$

Для всего массива сползания $K_{\text{зап}}$ определяют суммированием по отдельным отсекам. Отсюда формула (5.33) при подстановке значений $T_{\text{тр}}, C, S$, а также фильтрационной силы Φ примет вид:

$$K_{\text{зап}} = \frac{R\gamma_{\text{пр}} b \sum h_{\text{пр}} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + R \sum c}{R\gamma_{\text{пр}} b \sum h_{\text{пр}} \sin \alpha + \Phi r} \quad (5.34)$$

Подсчет составляющих, входящих в формулу, целесообразно вести в табличной форме; следует учитывать, что сила S влево от вертикали, проходящей через центр вращения, будет действовать как сдвигающая, а справа — как удерживающая.

В теле и основании плотины при наличии фильтрационного потока появляется фильтрационная сила, определяемая по формуле (2.35), снижающая устойчивость откоса; поэтому момент от этой силы в формуле (5.34) входит в знаменатель.

Фильтрационную силу Φ при расчете на 1 м длины плотины можно представить в виде двух составляю-

5.1.13. Другие виды статических расчетов плотин

Расчет устойчивости грунтового экрана. Различают два вида экранов — толстый и тонкий. Расчет устойчивости толстого экрана выполняют по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Устойчивость тонкого экрана определяют по формуле:

$$K_{\text{зап}} = E_{\text{пас}} / E_{\text{акт.}} \quad (5.35)$$

Сила активного давления грунта $E_{\text{акт}}$ действует справа от вертикали AB (рис. 5.33, а). Ее определяют по контуру BCC' по формуле:

$$E_{\text{акт}} = G_1 \cos \theta_1 \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.36)$$

где G_1 — собственный вес пригрузки и экрана.

Сила пассивного давления грунта $E_{\text{пас}}$ действует слева от вертикали AB . Ее определяют по формуле К. П. Тоу-стошей:

$$E_{\text{пас}} = G_1 \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi + G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_2) + C (L_1 \cos \theta_1 + L_2 \cos \theta_2), \quad (5.37)$$

где G_2 — вес части экрана или защитного слоя в контуре BCC' при минимальном значении члена $G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_2)$; θ_1 — угол наклона экрана к горизонту; θ_2 — угол наклона части контура в пределах BCC' ; $L_1 = BD$; $L_2 = BC$.

Минимальное значение члена $G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_2)$ определяют подбором

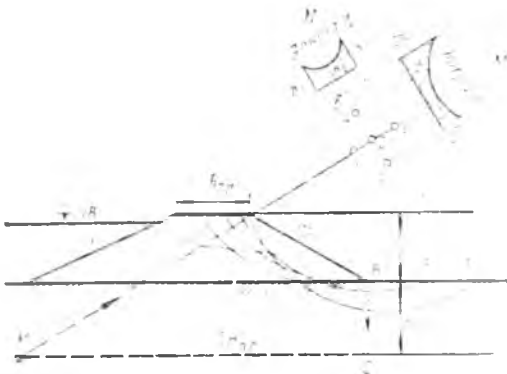


Рис. 5.32. Положение центра скольжения при расчете устойчивости откоса с минимальным значением $K_{\text{зап}}$.

ших: Φ_1 — площ. $ABDI_1\gamma_0$ и Φ_2 — площ. $BDCI_2\gamma_0$ с радиусами r_1 и r_2 . Градиент напора I_1 определяют по гидродинамической сетке в пределах площади ABD или приближенно, Φ_1 — по среднему значению напоров между точками AB . Градиент напора I_2 определяют по гидродинамической сетке в пределах площади BDC . Момент силы от Φ_2 может быть как удерживающим, так и сдвигающим. Значение его обычно невелико, и им можно пренебречь.

Нахождение поверхности скольжения с минимальным значением $K_{\text{зап}}$. Для нахождения центра вращения O с минимальным значением коэффициента устойчивости существует ряд приемов. Среди них наиболее распространен прием, основанный на построении одного луча (рис. 5.32), на котором и возле которого лежат центры вращения O с минимальным значением $K_{\text{зап}}$.

Построение этого луча сводится к следующему: из точки B на подошве плотины опускают вертикаль, на которой откладывают отрезок, равный $H_{\text{пл}}$. Из конца этого отрезка проводят горизонтальную линию и откладывают на ней отрезок, равный $5H_{\text{пл}}$. Из конца этого отрезка через бровку откоса проводят луч MM . Вдоль этого луча выше гребня плотины берут ряд центров вращения — O_1, O_2, O_3 и т. д. и строят эпюру изменения $K_{\text{зап}}$. Через точку с минимальным значением $K_{\text{зап}}$ проводят нормаль NN и на ней берут ряд точек — O_4, O_5, O_6 и т. д. и строят эпюру изменения $K_{\text{зап}}$. По минимальному значению $K_{\text{зап}}$ из всех коэффициентов запаса судят об устойчивости откоса.

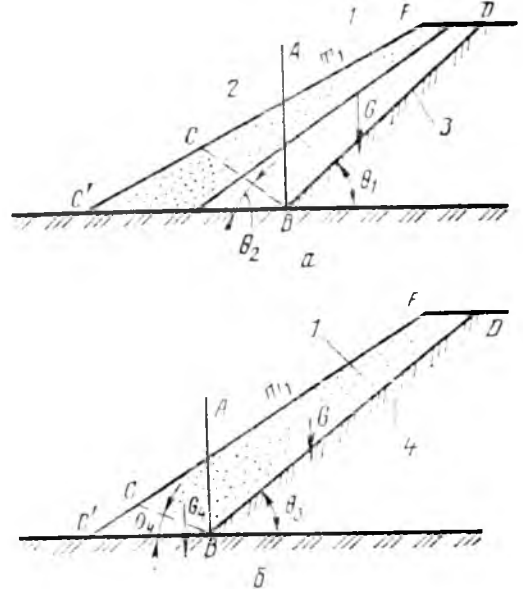


Рис. 5.33. Расчетные схемы устойчивости:

а — тонкого экрана с пригрузкой; б — защитного слоя (пригрузкой); 1 — пригрузка (защитный слой); 2 — экран; 3, 4 — плоскости тела плотины и экрана.

(давая различное значение угла θ_2).

Расчет устойчивости пригрузки (защитного слоя, уложенного на экран). Методика расчета здесь будет такой же, как и для случая расчета тонкого экрана. Сила активного давления грунта $E_{акт}$ будет справа от вертикали (рис. 5.33, б). Ее определяют по формуле:

$$E_{акт} = G_3 \cos \theta_3 \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.38)$$

где θ_3 — угол наклона защитного слоя к горизонту.

Сила пассивного давления грунта $E_{пас}$ действует слева от вертикали и равна:

$$E_{пас} = G_3 \cos^2 \theta_3 \operatorname{tg} \varphi + G_4 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_4), \quad (5.39)$$

где G_4 — вес части пригрузки по контуру BCC' при минимальном значении члена $G_4 \operatorname{tg} (\varphi + \theta_4)$, который определяют подбором при различных значениях θ_4 .

Пригрузку обычно выполняют из несвязных грунтов, поэтому в формуле (5.39) сцепление не учитывают.

Расчет устойчивости откоса, сложенного однородным сыпучим грунтом. Откосы будут устойчивы, если $\varphi > \theta$, где θ — угол наклона откоса к горизонту, φ — угол внутреннего трения откоса.

Коэффициент запаса устойчивости откоса:

$$K_{зап} = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \theta. \quad (5.40)$$

Это же условие устойчивости откоса вытекает из формулы для расчета откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. Устойчивость откоса не зависит от его высоты (плотины), плотности грунта.

Графики для расчета устойчивости откосов. Для плотин из однородных грунтов устойчивость откосов можно определить по графику Тейлора (рис. 5.34). В этом графике дана зависимость между углом наклона откоса к горизонту θ и вспомогательным показателем $C / (K \gamma_{гр} h)$, где $\gamma_{гр}$ — плотность грунта; C — удельное сцепление; h — высота откоса. Поле графика имеет кривые с различными значениями φ .

Основы расчета осадок плотин. В естественных условиях грунты под воздействием собственного веса находятся в напряженном состоянии. Такое напряженное состояние называется природным и изменяется с глубиной по линейному закону.

Для однородных грунтов естествен-

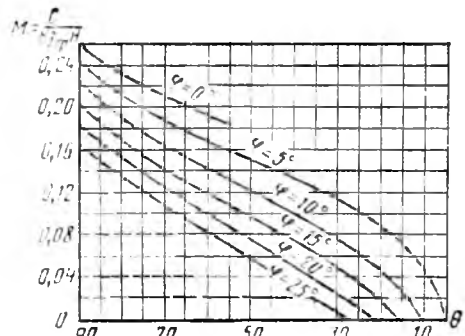


Рис. 5.34. График Тейлора для расчета устойчивости откоса из однородных грунтов:

θ — угол наклона откоса к горизонту.

ной влажности нормальные напряжения по горизонтальным площадкам вычисляют по формуле:

$$\sigma_z = \gamma_{гр} h, \quad (5.41)$$

где $\gamma_{гр}$ — вес 1 м³ грунта; h — глубина до рассматриваемой площадки.

При насыщении грунтов водой их плотность принимают с учетом взвешивания в воде.

Если на поверхности грунта приложена нагрузка, то в его толще возникнут дополнительные напряжения. Суммируя природное и уплотняющее напряжения, прогнозируют напряженное состояние грунта в рассматриваемой точке. Суммарные осадки плотин состоят из осадок плотины и основания. Учет осадок позволяет определить строительную высоту плотины и увеличение объема насыпи грунта. При расчете осадок вес тела плотины рассматривается как внешняя нагрузка.

Конечные (сложившиеся годами) осадки грунтовых плотин называют стабилизированными. Их расчет ведут по вертикалям, число которых принимают не менее трех:

$$\Delta h_{ст} = h_1 (\epsilon_1 - \epsilon_2) / (1 + \epsilon_1), \quad (5.42)$$

где h_1 — глубина основания до приложения нагрузки; ϵ_1 и ϵ_2 — коэффициенты пористости грунта до приложения нагрузки и после, определяемые по компрессионным кривым. Расчет по формуле (5.42) выполняют послойно; ϵ_1 и ϵ_2 относят к середине каждого слоя.

Формула (5.42) справедлива при сплошной, равномерно распределенной нагрузке, расположенной на неограниченной площади. Считают, что этому условию отвечает нагрузка тела плотины.

Уплотняющее давление в основа-

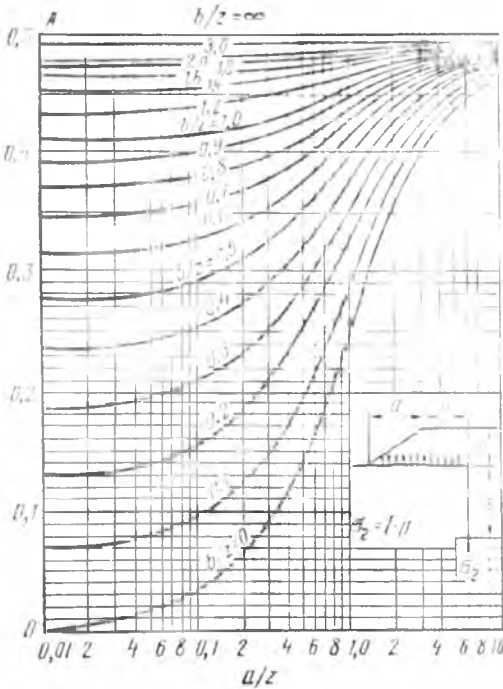


Рис. 5.35. График для определения сжимающих напряжений от нагрузки, меняющейся по закону прямой.

нии при внешней нагрузке, изменяющейся по закону прямой, можно определить по графику Остенберга (рис. 5.35), используя зависимость:

$$\sigma_z = AP, \quad (5.43)$$

где P — интенсивность внешней нагрузки; A — функция относительных значений (a/z , b/z); a — длина треугольной эпюры нагрузки; b — длина прямоугольной эпюры нагрузки; z — глубина рассматриваемой точки.

Если осадку грунтовой плотины определить к концу заданного промежутка времени, когда она полностью еще не завершилась, то она будет не стабилизированной. Приближенно ее определяют по эмпирической формуле:

$$\Delta h_t = \Delta h_{ст} (1 - e^{-0,5t}), \quad (5.44)$$

где Δh_t — осадка за время t (в годах) от начала приложения нагрузки; $\Delta h_{ст}$ — стабилизированная осадка, определяемая по формуле

(5.42). Формула (5.44) справедлива при отношении толщины сжимаемого слоя к ширине плотины по основанию больше единицы.

5.2. КАМЕННОНАБРОСНЫЕ И КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

5.2.1. Общие сведения о каменнонабросных плотинах

Плотины, тело которых выполнено из камня (рваного, колотого, булыжника), уложенного в виде наброски (отсыпки), называют каменнонабросными.

Каменнонабросные плотины имеют повышенную водопроницаемость. Для уменьшения потерь воды применяют различного рода противофильтрационные устройства.

По конструкции поперечного профиля и применяемых противофильтрационных устройств каменнонабросные плотины подразделяют на плотины с экраном из негрунтового материала, с диафрагмой, с верховой бетонной стенкой и полунабросные (рис. 5.36). Последние два типа не находят широкого применения и могут быть использованы только в отдельных случаях, при достаточном обосновании.

Каменнонабросная плотина с бетонным зубом и экраном приведена на рисунке 5.37.

Эти плотины, как правило, возводят на скальных основаниях.

Возведение таких плотин ограничивается географическими районами, где камень является местным материалом, а карьерная разработка и перемещение его не встречают затруднений.

К преимуществам каменнонабросных плотин можно отнести: возможность возведения на скальных и не скальных основаниях; высокую проницаемость отсыпки из камня, которая является хорошим дренажем, что исключает появление противодействия; возможность выполнения работ по отсыпке камня вне зависимости от по-



Рис. 5.36. Виды каменнонабросных плотин:

а — с экраном из негрунтового материала; б — с диафрагмой; в — полунабросная; г — с верховой бетонной стенкой.

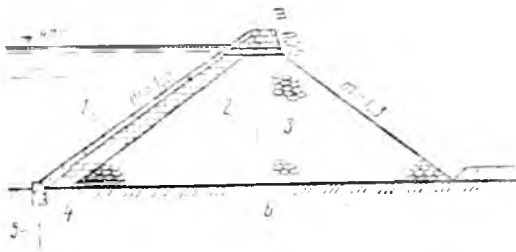


Рис 5.37. Каменнаобросная плотина с бетонным зубом и экраном:

1 — бетонный экран; 2 — сухая кладка; 3 — каменная наброска; 4 — бетонный зуб; 5 — цементационная завеса; 6 — скальное основание.

годных условий (отрицательные температуры, продолжительные дожди); возведение плотин любой высоты; отсутствие значительных затрат на эксплуатацию плотин; использование камня из полезных выемок.

Недостатки каменнаобросных плотин: наброска из камня дает значительные осадки; возведение водосбросных сооружений осуществляется за пределами контура плотины.

Камень, укладываемый в тело плотины, должен отвечать условиям обеспечения устойчивости и долговечности плотины и ее частей при минимальных затратах. Пригодность камня оценивается его физико-механическими показателями — плотностью, пористостью в отсыпке, углом внутреннего трения, морозостойкостью, размягчением и гранулометрическим составом.

Источник получения камня — карьеры скальных массивов и полезные выемки. Камни в тело плотины отсыпают без сортировки (по типу горной массы). Крупность камня не ограничивается и зависит от способа разработки в карьере, транспортных и погрузочных механизмов. При отсыпке камня с послойной укладкой (уплотнением) крупность камня не должна быть больше 0,5 толщины отсыпаемого слоя.

Показатели камня, применяемого в плотинах I и II классов высотой более 50 м, рекомендуются уточнять исследованиями на опытных насыпях, а для плотин высотой более 100 м такие исследования обязательны.

В зонах, имеющих повышенные напряжения, следует укладывать более прочные камни, ближе к откосам отсыпать наиболее крупные, причем они должны отвечать условиям повышенной морозостойкости. На нескальных

основаниях по подошве плотины следует выполнять переходные слои: вначале отсыпать более мелкие, затем более крупные фракции.

Слабые выветрелые породы в составе каменной отсыпки допускают только в количестве, не снижающем прочностные характеристики и не увеличивающем деформативность каменной отсыпки.

5.2.2. Части каменнаобросных плотин и противодиффузионные устройства в их основании

При наличии проезда через плотину ее гребень выполняют как дорогу в насыпи. Ширину гребня назначают с учетом категории дороги. Отметку гребня определяют по формуле (5.3).

С обеих сторон гребня плотины устраивают ограждения (см. рис. 5.8). Применение парапета со стороны водохранилища уменьшает высоту плотины. Под дорогой укладывают переходные слои по типу обратных фильтров толщиной 0,2...0,5 м для недопущения просыпания грунтов, используемых в конструкции дороги.

Заложение низового откоса определяется углом естественного откоса, который находится в пределах $32...40^\circ$ ($m_1 = 1,2...1,6$). Верховой откос, примыкающий к подэкрановой кладке, из условия устойчивости будет иметь же заложение, что и низовой. Применение подэкрановой кладки из штучных камней с перевязкой швов позволяет принять этот откос более крутым; известны примеры, когда он выполнен вертикальным. При применении вме-

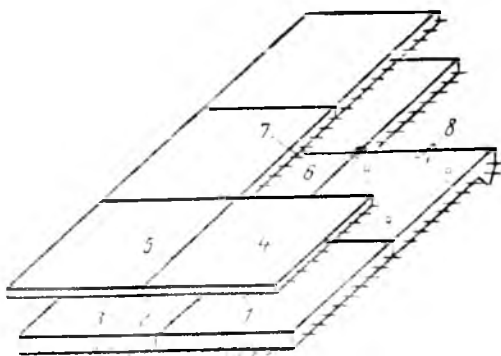


Рис. 5.38. Схема слоистого экрана:

1 — нижняя плита переменной толщины; 2 — швы нижних плит без уплотнения; 3 — непрерывная арматура; 4 — верхняя плита постоянной толщины; 5 — покрытие плитом; 6 — поверхность плиты, покрытая битумом; 7 — медная шпонка; 8 — анкер.



Рис. 5.39. Сопряжение экранов с противофильтрационными устройствами в основании:

а — многослойного железобетонного (1 — железобетонная плита; 2 — битум; 3 — подэкрановая сухая кладка; 4 — гравий; 5 — скала; * — инъекционная завеса); *б* — с полиэтиленовой пленкой (1 — каменная наброска; подготовка из балластного материала; 3 — контактный слой из мелкого песка или супеси; 4 — пленка или листы из полистилена; 5 — бетонный зуб; 6 — цементационные скважины); *в* — асфальтобетонных (1 — асфальтобетон; 2 — каменная наброска; 3 — дренажная труба; 4 — бетонный зуб; 5 — глинистый грунт).

сто подэкрановой кладки крупнообломочных грунтов, у которых угол естественного откоса равен $20...30^\circ$, верховой откос каменной отсыпки будет более пологим.

По верховому откосу наброски укладывают подэкрановую кладку как переходный слой к негрунтовому экрану. Ее выполняют из крупных постельистых камней с перевязкой швов. Подэкрановая кладка имеет переменную толщину — у гребня не менее 1 м, а у основания — $0,05...0,08$ высоты плотины. Она трудоемка для выполнения, поэтому вместо нее применяют отсыпку из крупнообломочных грунтов, уплотненную виброукладкой.

Экраны выполняют из бетона, железобетона, дерева, металла и полимерных пленок.

Железобетонные экраны делают двух типов: полужесткие (однослойные) и гибкие (многослойные), слоистой конструкции, разрезанные вертикальными и горизонтальными швами (рис. 5.38). Для лучшего скольжения между собой плиты покрывают горячим битумом. Плиты связывают анкерами, заделанными в подэкрановую кладку.

Асфальтобетонные экраны выполняют без швов. Они представляют монолитное покрытие из одного или нескольких слоев асфальтобитума, толщина их колеблется от $8...10$ до 30 см. Находят применение и экраны из синтетических пленок.

Металлические и деревянные экраны применяют относительно редко, хотя они и имеют преимущества перед другими экранами — легко деформируются, следуя за осадкой каменной

отсыпки, практически водонепроницаемы, быстро возводятся.

Сопряжение между экраном и завесой (рис. 5.39) выполняют при помощи переходного элемента — бетонного зуба, стенки или бетонной плиты, заглубленных в основание. Нередко в пределах зуба выполняют галерею, из которой бурят скважины для цементации.

Схема разбивки цементационных штолен и скважин в основании плотины приведена на рисунке 5.40. Уплотнением каменной наброски можно увеличить плотность, уменьшить коэффициент фильтрации, снизить осадки плотин и получить более крутые откосы в профиле плотины. Уплотнение достигается струей воды из гидромониторов, применением грунтоуплотняющих машин, заполнением пор наброски песком или песчано-гравийной смесью.

Плотность каменной наброски с замывом мелких фракций грунта достигает $1,8 \text{ т/м}^3$, крупнообломочных грунтов (гравийно-галечниковых) — $2,2 \text{ т/м}^3$, а в отдельных случаях и $2,35...2,37 \text{ т/м}^3$.

Камни отсыпают пионерным способом (под откос) ярусами высотой до $10...20$ м. Увеличение высоты отсыпки ведет к сегрегации непостоянной плотности отсыпки по сечению.

5.2.3. Каменно-земляные плотины

Плотины, тело которых выполнено из каменной отсыпки с противофильтрационными устройствами в виде грунтового экрана или ядра, называются каменно-земляными. В качестве

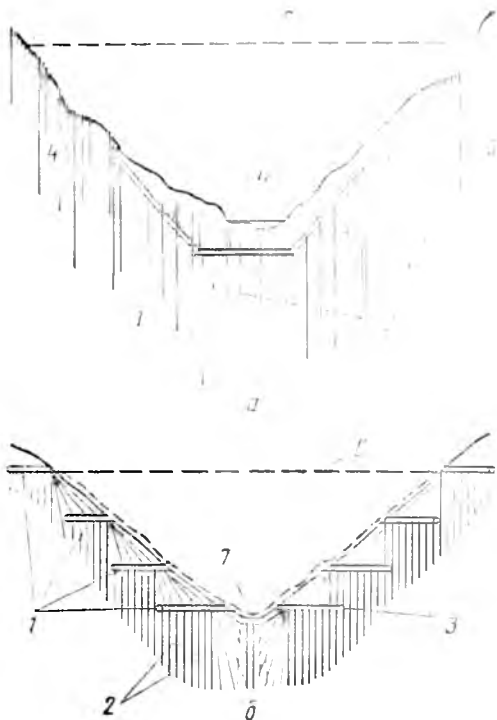


Рис. 5.40. Схема разбивки цементационных штолен и скважин в основании плотин:

a — при устройстве наклонных боковых штолен; *b* — при устройстве многорядных горизонтальных штолен; 1 — цементационная штольня; 2, 4, 5 — скважины, пробуренные соответственно сверху вниз, снизу вверх, с поверхности основания; 3 — подходные галереи; 6 — гребень плотины; 7 — цементационная галерея, возводимая открытым способом.

противофильтрационных устройств используют маловодопроницаемые грунты — глины, глинобетон, торф, а также асфальтобетон и полимерные пленки.

Каменно-земляные плотины возводят на скальных и нескальных основаниях. Особенность их — применение переходных зон (слоев) от каменной отсыпки или крупнообломочных грунтов к грунтам противофильтрационных устройств.

Со стороны верхнего бьефа переходные зоны предназначены для предупреждения концентрации напряжений и самозалечивания возможных трещин, появляющихся в противофильтрационных устройствах, а также для недопущения просыпания мелких частиц грунта в поры каменной отсыпки.

С нижней стороны переходные зоны (слои) необходимы для обеспечения фильтрационной прочности грунтового ядра или экрана. Подбор фракций в переходных зонах (слоях) выполняют по методике, принятой для обратных фильтров.

Грунты противофильтрационных устройств в переходных зонах (слоях) и пригрузках со стороны верхнего бьефа уплотняют. Благодаря этому увеличивается плотность грунта, повышается коэффициент φ и снижается K_{φ} .

Связные грунты уплотняют катками и трамбуемыми плитами, а несвязные с преобладанием песчаных и песчано-гравелистых частиц — виброкатками. Плотность связного грунта достигается при послойной отсыпке толщиной 0,15...0,2 м при оптимальной влажности 16...18% (устанавливается при опытных уплотнениях грунта). С увеличением или уменьшением влажности плотность при тех же условиях уменьшается.

Каменно-земляные плотины с экраном (рис. 5.41, *a*). Сопряжение экрана с наброской происходит через переходные зоны, которые выполняют однослойными и многослойными. Предпочтение следует отдавать однослойным переходным зонам. Ширину каждого слоя по горизонтали, при обеспечении встречных разъездов, принимают 4...4,5 м (иногда сокращают до 3,5 м). Экран с верховой стороны, включая и переходные зоны, пригружают защитным слоем из каменной мелочи, песчано-гравелистых грунтов, а иногда и каменной наброской. Пригрузку выполняют переменной толщины, меньшую у гребня и большую у основания. Минимальный размер пригрузки у гребня плотины принимают с учетом глубины промерзания; при этом учитывают также удобство механизированной укладки. Поверх пригрузочного слоя устраивают крепление верхового откоса; целесообразно его выполнять в виде каменной наброски.

Заложение верхового откоса в каменно-земляных плотинах с экраном определяют расчетом в зависимости от сдвиговых характеристик грунтов переходных зон, пригрузки и экрана; обычно $m_1 = 2...4$.

Наряду с грунтовыми экранами можно применять экраны из полимерных пленок, например из полиэтилена. Такие экраны укладывают на грунтовую подготовку (подстилающий слой), являющуюся продолжением переходных зон (слоев). Подготовку выполняют из суглинков, супесей и песка (лучше). Дробленые материалы использовать не допускается. Толщину подготовки принимают не менее 0,3...0,4 м.

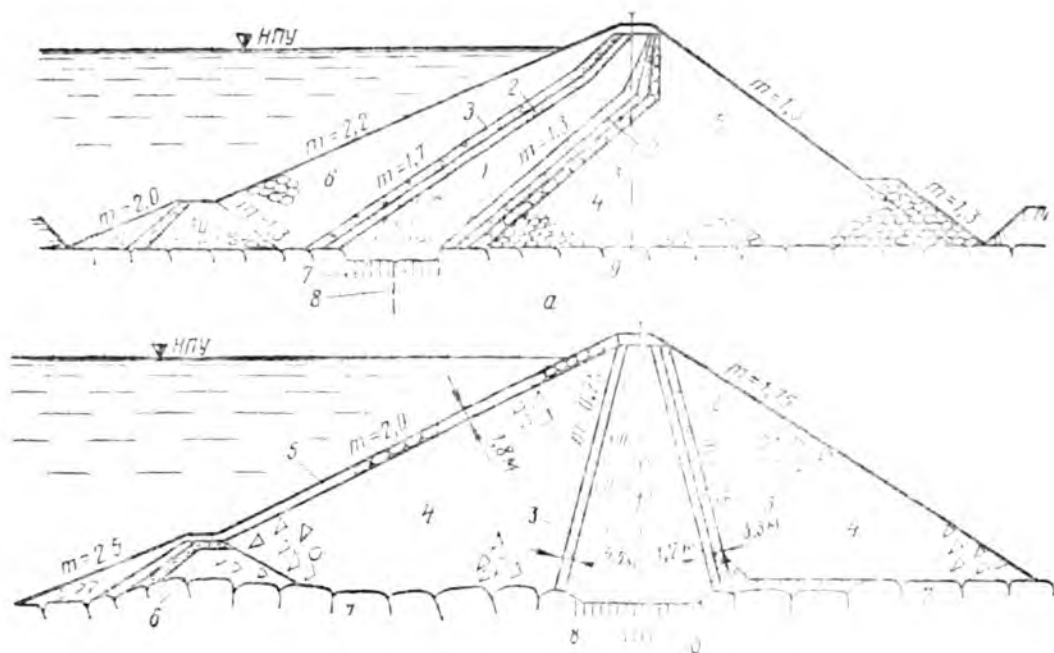


Рис. 5.41. Поперечные профили каменно-земляных плотин:

a — плотина с экраном (1 — грунтовый экран; 2, 3, 4 — слои обратного фильтра; 5 — каменная наброска; 6 — пригрузка карьерным камнем; 7 — площадная цементация; 8 — противофильтрационная завеса; 9 — основание — скала; 10 — верховая перемычка); *б* — плотина с ядром (1 — грунтовое ядро; 2, 3 — слои обратного фильтра; 4 — каменная наброска из горной массы; 5 — крепление верхового откоса крупным камнем; 6 — верховая перемычка; 7 — основание плотины — скала; 8 — противофильтрационная завеса.

Сверху пленку покрывают защитным слоем грунта того же состава и толщины, что и подстилающий слой.

При укладке пленок в экран во избежание разрыва, что может последовать при деформации каменной отсыпки, необходимо предусмотреть компенсаторное устройство.

Толщину синтетической пленки определяют расчетом или по номограммам при определяющих параметрах — среднего диаметра пор грунта и прочностных характеристик пленки.

Каменно-земляные плотины с ядром (рис. 5.41, б). Ядро выполняют из малопроницаемых грунтов — глины, суглинка, глинобетона, а для плотин с центральной грунтовой противофильтрационной призмой используют супеси и мелкопесчаные отложения. Для устройства ядер применяют также асфальтобетон и полимерные пленки.

Грунтовое ядро выполняют вертикальным или слабонаклонным, в отдельных случаях применяют комбинацию — верхнюю часть ядра делают вертикальной, а нижнюю — наклонной.

Грунтовым ядрам чаще всего придают трапециевидную форму, при

этом ось ядра обычно совмещают с осью плотины; допускается и смещение оси ядра в сторону ВВ. Размеры ядра поверху назначают из условия удобства работ при отсыпке грунта, но не менее 3 м. Размеры ядра понизу определяют расчетом при принятом допуске на градиенте напора для материала ядра по формуле (5.7). К грунтовому ядру с обеих сторон примыкают переходные зоны; назначение их такое же, как и в плотинах с экраном.

При сопоставлении двух конструкций плотин (с экраном и ядром) следует учесть, что плотины с экраном имеют некоторые преимущества: независимость укладки экрана от тела плотины; большая часть поперечного профиля свободна от воды; возможность относительно легко восстановить экран при его повреждении и т. д. Объем отсыпки тела плотины с экраном будет больше, чем у плотины с ядром. Условия работы ядра будут значительно лучше, чем у экрана (возможность оползания). В плотинах с экраном проще выполнить цементационную завесу.

5.3. ПРОЧИЕ ТИПЫ ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

5.3.1. Намывные плотины

Намывными называют плотины, доставку и укладку грунта в тело которых проводят средствами гидромеханизации. Преимущества намывных плотин — механизация всего процесса по разработке и укладке грунта, ведение работ при любых погодных условиях и некоторое сокращение затрат.

В зависимости от материала и способов возведения намывные плотины подразделяют на однородные и неоднородные (рис. 5.42).

Для намыва применяют связные и несвязные грунты. Для предварительной оценки применимости карьерных грунтов для намыва можно использовать график гранулометрического состава (рис. 5.43). Целесообразно использовать песчаные грунты I и II групп. Супеси III группы, суглинки IV группы, гравийные и галечниковые грунты V группы применяют при технико-экономическом обосновании. Гравийные грунты следует использовать для упорных призм, а суглинки и глины — для ядра.

Намыв проводят по картам, которые обваловывают по периметру грунтовыми дамбочками первичного и полупругого обвалования (первичное обвалование выполняют для первой карты, примыкающей к основанию плотины).

Надводный и подводный намыв (рис. 5.44). Надводный намыв ведут на пойменных участках при отсутствии воды в русле реки. В этом случае возможно выполнять однородные и неоднородные плотины.

Подводный намыв характерен для русловых участков рек, где можно по-



Рис. 5.43. Границы группы грунтов, используемых для намыва плотин.

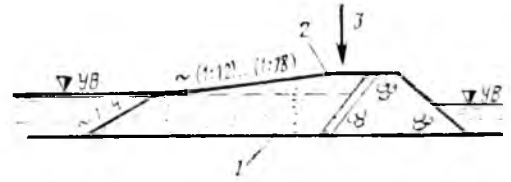


Рис. 5.44. Намыв грунта в сооружении:

1 — подводный; 2 — надводный; 3 — поступление гидросмеси.

лучить только однородные плотины с заложением откосов, соответствующих углу естественного откоса в воде. Его выполняют без подготовки основания под плотину; илистые наносы в рыхлом состоянии можно при намыве отжать за пределы контура плотины.

Способы намыва грунта. При возведении намывных плотин основные способы намыва — эстакадный, безэстакадный и низкоопорный (рис. 5.45).

Эстакадный способ намыва применяют редко, для небольших плотин его можно использовать. Распределительный трубопровод укладывают на эстакады, определяющие ярус намыва, высотой до 5 м. Эстакаду выполняют из дерева или металлических инвентарных опор. После окончания намыва очередного яруса деревянные стойки эстакады остаются в грунте. Опоры инвентарных эстакад поднимают краем и устанавливают на следующем ярусе намыва.

Более совершенным является **безэстакадный** способ намыва. Распределительный трубопровод укладывают на намываемый грунт параллельно оси карты. Гидросмесь сосредоточенно выпускают из концевой трубы. После того как будет намыв слой грунта требуемой толщины, концевое звено трубопровода наращивают (отсоединяют) при челночном ведении работ. В результате будет намыв слой грунта по всей карте. Толщина слоя намы-

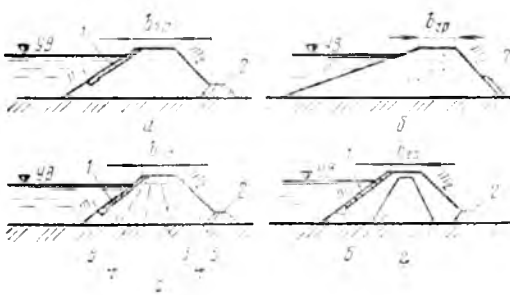
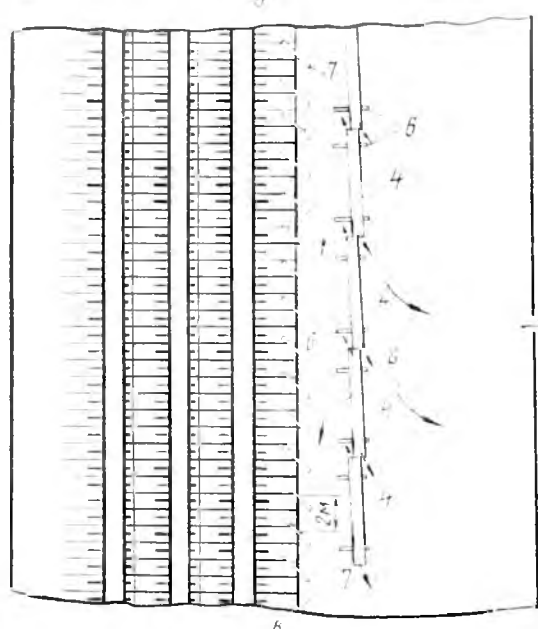
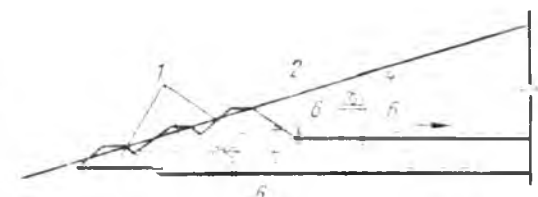
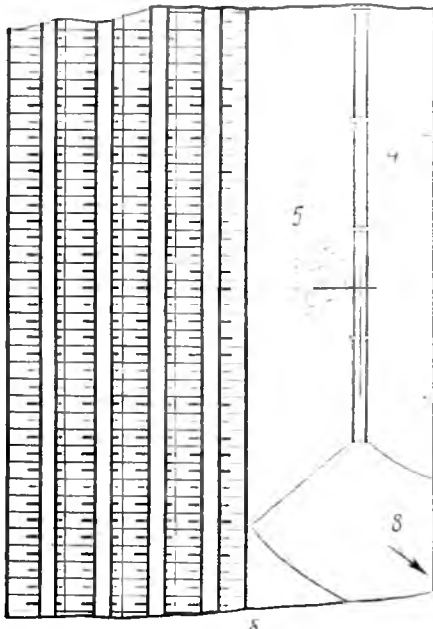
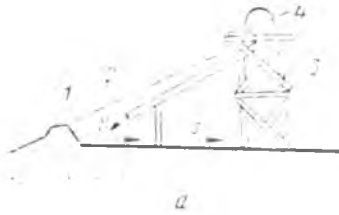


Рис. 5.42. Виды намывных плотин:

а и б — однородные; в, г — неоднородные; 1 — крепление верхнего откоса; 2 — дренажный банкет; 3 — ядро; 4, 5, 6 — соответственно при чужотом, боковой и центральной мелкодисперсной зоне; 7 — насыпной дренаж.

Рис. 5.45. Схемы способов намыва:

a — эстакадный; *б* — безэстакадный; *в* — низкоопорный; 1 — дамбы попутного обвалования; 2 — проектный профиль; 3 — эстакада; 4 — распределительные трубопроводы; 5 — экран; 6 — низкие опоры; 7 — отбойные щитки; 8 — движение потока гидросмеси.



ва 0,2...0,3 м при укорочении распределительного трубопровода и 0,6...0,7 м при наращивании его.

В *низкоопорном* способе намыва ставят низкие инвентарные стойки, на которые укладывают распределительный трубопровод. Гидросмесь выпускают сосредоточенно из концевого звена трубопровода или рассредоточенно, когда наряду с выпуском из торца происходит выпуск гидросмеси из торцов всех звеньев по длине карты намыва, для чего торцы их смещают один относительно другого. Толщину слоя здесь увеличивают до 1...1,2 м. После намыва очередного слоя грунта опоры поднимают и вновь устанавливают в предварительно пробуренные скважины специальной универсальной машиной.

Гидросмесь на карте намыва можно распределить по односторонней,

двусторонней и мозаичной схемам намыва.

Односторонняя схема намыва позволяет получить однородную грунтовую плотину при использовании песчаных грунтов с коэффициентом неоднородности не более 3...5. *Двустороннюю* схему намыва применяют для плотин с глинистым (суглинистым) ядром и центральной мелкопесчаной зоной. *Мозаичную* схему намыва используют для песчаных и гравелистых грунтов с коэффициентом неоднородности ≤ 5 .

Односторонний намыв со свободным растеканием гидросмеси. Со стороны низового откоса выполняют дамбочки обвалования, причем первичные дамбочки работают как дренажные призмы. В примыкании к внутреннему откосу дамбочек обвалования укладывают распределительные трубопроводы, используя эстакадный, безэстакад-

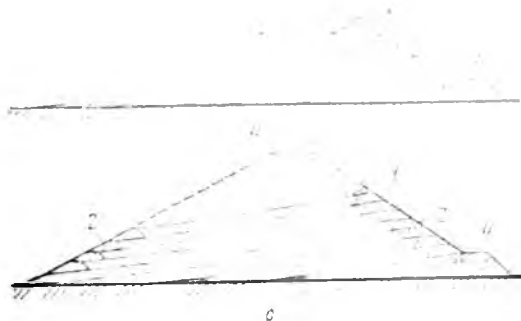


Рис. 5.46. Односторонние схемы намыва плотины:

a — с верховым откосом при свободном растекании гидросмеси; *б* — с принудительным формированием верхового откоса; 1 — распределительный трубопровод; 2 — дамбы обвалования; 3 — откос намыва; 4 — упорные призмы (дамбы первичного обвалования).

ный и низкоопорный способы распределения гидросмеси. Выпускаемая гидросмесь из трубопроводов свободно растекается от низового откоса к верховому, образуя пологий пляж намыва (рис. 5.46, *a*). Данную схему намыва грунта со свободным растеканием гидросмеси применяют также для возведения дамб без укрепления верхового откоса, как мероприятие по подготовке основания под сооружения при замыве пазах бетонных сооружений и укреплении берегов.

Среднее значение уклонов при свободном растекании зависит от грунтов и расхода гидросмеси и находится в пределах 0,025...0,045 (меньшее значение для песков, большее для гравелистых грунтов).

Односторонний намыв с фиксируемым верховым откосом. При одностороннем намыве можно выполнить плотину с проектным верховым откосом (рис. 5.46, *б*), так как наиболее крупные фракции грунта выпадают вблизи выпуска гидросмеси, а мелкие — у верхового откоса. Со стороны низового откоса отсыпают дамбочки обвалования и укладывают трубопроводы, как и в предыдущей схеме. По образующей верхового откоса выполняют фильтрационные дамбочки, в результате чего и получается плотина с заданным очертанием откоса.

Двусторонний намыв. Поперечный профиль плотины будет иметь ядро из связных (глинистых, суглинистых грунтов) (рис. 5.47, *a*) или центральную мелкопесчаную зону.

В процессе намыва по образующим откосов возводят дамбочки обвалова-

ния. Трубопроводы, по которым доставляется гидросмесь, располагают с двух сторон поперечного профиля, в примыкании к дамбочкам с внутренней их стороны. Гидросмесь движется при свободном растекании к середине профиля плотины. В примыкании к откосам осаждаются наиболее крупные фракции грунта, образуя боковые призмы. Вслед за ними выпадают из гидросмеси более мелкие песчаные фракции, образуя промежуточную зону, за которой будет прудок-отстойник, где осаждаются мелкие (глинистые) фракции грунта, образуя ядро. В середине прудка-отстойника ставят сбросной колодец, куда вместе с водой поступают наиболее мелкие фракции грунта, и дальше поток отводящими трубами транспортируется за пределы контура плотины. После окончания намыва плотины сбросной колодец забивают грунтом того же состава, что и ядро, а отводящие трубы остаются в основании плотины. Ширину ядра определяют расчетом и регулируют уровнем воды в прудке-отстойнике. Верхнюю часть плотины (шапка) обычно выполняют сухим способом или используют продольный намыв грунта (вдоль плотины).

Мозаичный намыв (рис. 5.47, *б*). Такой намыв позволяет получить однородную плотину без фракционирования грунтов по поперечному профилю. Мозаичный намыв выполняют из песча-

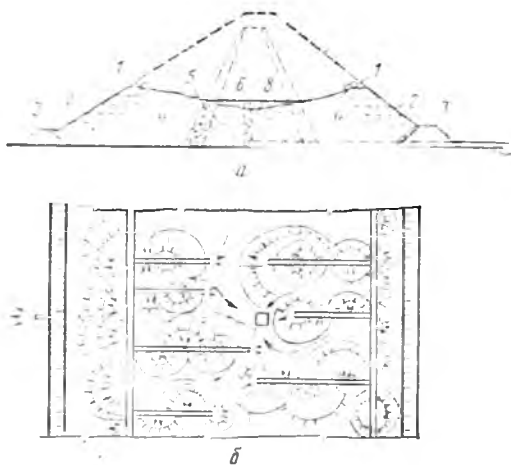


Рис. 5.47. Двусторонний с ядром (*a*) и мозаичный (*б*) намывы:

1 — распределительный трубопровод; 2 — дамбы обвалования; 3 — упорные призмы (дамбы первичного обвалования); 4 — боковые призмы; 5 — промежуточные зоны; 6 — пруд отстойник; 7 — временные водосбросные устройства для отвода осветленной воды; 8 — ядро.

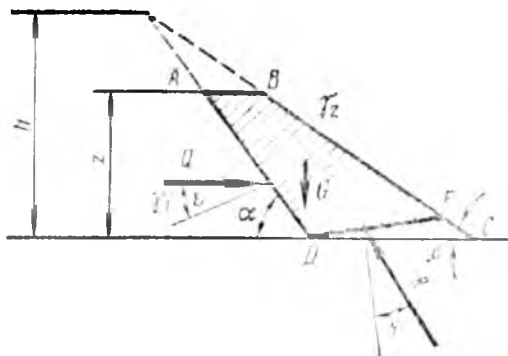


Рис. 5.48. Устойчивость боковой призмы в процессе намыва ядра.

ных или гравелистых грунтов и их смесей.

Мозаичная схема намыва обеспечивается при рассредоточенном выпуске гидросмеси из нескольких распределительных трубопроводов, уложенных параллельно один другому и продольной оси карты намыва. В местах выпуска гидросмеси образуются отложения конической формы. В следующем по высоте слое намыва трубопроводы в местах выпуска гидросмеси смещают. Мозаичная схема намыва хорошо сочетается с низкоопорным способом намыва.

Отвод воды происходит в сбросные колодцы, размещаемые по оси карты намыва, при этом вода движется между конусами намыва из грунта.

Расчеты намывных плотин. В намывных плотинах часть расчетов следует проводить для эксплуатационного случая по методике, изложенной в главе 5.1.1.

Кроме указанных, выполняют расчеты, относящиеся к устойчивости боковых призм в процессе намыва плотины. Такой расчет по методу М. М. Гришина и Б. Н. Федорова с использованием схемы (рис. 5.48) состоит в рассмотрении условий равновесия действующих на призму сил — давления грунтового ядра Q (в расчете прини-

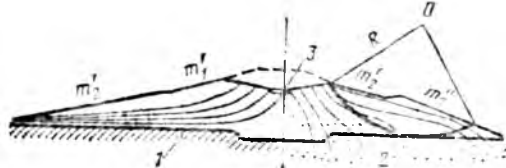


Рис. 5.49. Схема к расчету устойчивости наружных призм в плотинах с ядром: 1 — основание — суглинок; 2 — проницаемое основание; 3 — прудок.

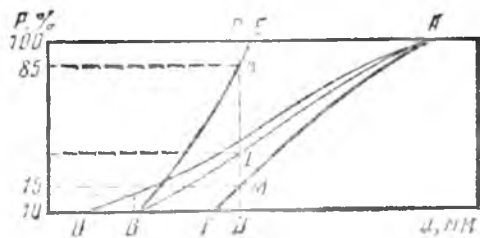


Рис. 5.50. График к расчету раскладки частиц грунта в плотинах с ядром.

мается как тяжелая жидкость с плотностью γ_1) и собственного веса призмы G с плотностью γ_2 . Условия устойчивости призмы определяются углом ψ между нормалью к плоскости сдвига и равнодействующей активных сил R . Плоскость сдвига по DE заранее неизвестна, наиболее опасной будет та, для которой угол ψ достигнет максимума. Угол ψ функционально связан со значениями $h, z, \gamma_1, \gamma_2, \epsilon, \alpha, \beta$, входящими в расчетные формулы.

В процессе намыва плотин двусторонним способом, когда прудок-отстойник заполнен водой, возникает фильтрационный поток и сопутствующая ему сила с направлением в боковые призмы (рис. 5.49), которую определяют при расчете их устойчивости.

Способы оценки раскладки грунта в теле намывных плотин. В способе В. Н. Маслова [45] заданную кривую гранулометрического состава карьерных грунтов перестраивают, в результате получают две кривые — одна из них соответствует грунту ядра, а другая — боковым призмам (см. рис. 5.50).

Расчет раскладки грунта проводят при заданной кривой гранулометрического состава (кривая OA) следующим образом: задают процент отмывки мелких частиц грунта, например 10%, и отсекают нижнюю часть кривой OA вращением точки A до пересечения с осью абсцисс в точке B (кривая BA отражает состав грунта, идущего в намыв сооружения); через ординату, соответствующую 35%-ному составу грунта, проводят горизонтальную линию до пересечения с кривой AB в точке L , через которую затем проводят вертикальную прямую CD ; кривую BA вращают вокруг точки B до совмещения с точкой, расположенной на пересечении вертикали CD с горизонталью, отвечающей 85%-ному составу; полученную кривую BKF принимают за

кривую гранулометрического состава ядра плотины, вращают кривую *BA* вокруг точки *A* до совмещения с точкой *M*, расположенной на пересечении вертикали *CD* с горизонталью, отвечающей 15 %-ному составу; полученную кривую *AMF* принимают за кривую гранулометрического состава упорной призмы.

Способ В. Н. Маслова не учитывает возможность попадания крупных частиц в область ядра, а мелких — в область призмы.

5.3.2. Сооружения, возводимые способом отсыпки грунта в воду

При этом способе грунт отсыпают в искусственно созданные прудки или естественные водоемы и уплотняют автотранспортом, доставляющим грунт.

При возведении плотин способом отсыпки грунта в воду применяют все виды грунтов, однако считается, что лучше использовать легкоразмокаемые. Для противофильтрационных устройств грунты должны отвечать требованиям водонепроницаемости. Показатели грунтов, укладываемых в сооружения, согласуют с требованием норм. О пригодности грунтов можно судить по кривым гранулометрического состава (рис. 5.51).

Преимущества этого способа: используются грунты, плохо поддающиеся укладке другими способами; происходит уплотнение грунта под действием собственного веса, а также дополнительно транспортом, доставляющим грунт к месту отсыпки; увеличивается длительность строительного сезона из-за возможности проводить работы в пасмурную погоду, при морозящих дождях и отрицательной температуре; достигается надежное сопряжение грунтовых сооружений с бетонными конструкциями и естественными грунтами; обеспечиваются монолитность и высокие противофильтрационные свойства экранов, ядер, понуров; стоимость строительства по сравнению со способом послышной укладки ниже; достигаются необходимые качественные показатели при сокращении сроков строительства. Плотность скелета грунта составляет 1,65...1,68 т/м³, а осадка сооружения происходит практически при производстве работ [34].

Возведение сооружений способом отсыпки грунта выполняют отдельными

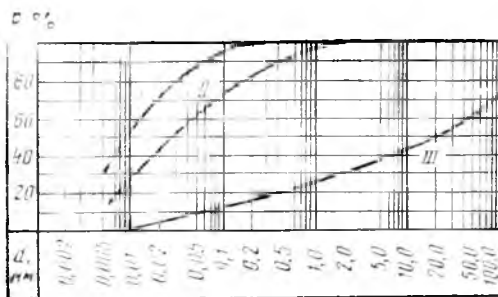


Рис. 5.51. Кривые гранулометрического состава грунтов, применяемых при возведении различных типов сооружений:

I, II — ограничивают область грунтов для укладки в понуры, экраны и ядра слоями не более 2 м; II, III — ограничивают область грунтов, рекомендуемых для укладки в экраны, ядра и однородные плотные слоями 4 м.

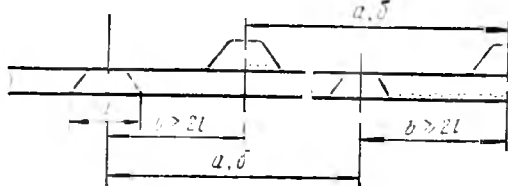


Рис. 5.52. Совмещение осей карт и дамбочек обвалования.

a, б — ширина и длина карты; *в* — смещение осей; *2* — ширина основания дамбочек.

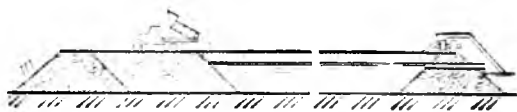


Рис. 5.53. Схема отсыпки грунта в воду.

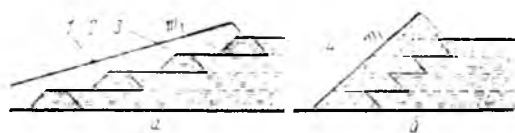


Рис. 5.54. Схема расположения и смещения дамбочек обвалования на верховом откосе плотины:

a — из грунта, укладываемого в плотину; *б* — из грунта защитного слоя; 1 — защитный слой; 2 — заданное заложение откоса; 3, 4 — наружные дамбочки обвалования соответственно из тела плотины и грунта защитного слоя.

картами, размер которых определяется производительностью оборудования и установленным объемом отсыпки грунта. Карты по периметру обваловывают дамбочками из грунта, укладываемого в сооружение. Слои отсыпки принимают для песчано-гравелистых грунтов 4...10 м, для суглинков — не более 2 м, для тяжелых суглинков — до 1 м. Оси рабочих карт относительно осей уложенного слоя, а также дамбочек обвалования следует смещать (рис. 5.52).

Глубину воды в прудке задают меньше высоты отсыпаемого слоя. Грунт отсыпают в воду самосвалами пионерным способом (рис. 5.53). Наружные откосы дамбочек обвалования выполняют по принятому в проекте положению откосов со смещением осей дамбочек по схеме (рис. 5.54) [37].

При заполнении карты грунтом уровень воды в прудке сохраняется постоянным. Избыток воды удаляется самотеком на соседнюю карту по трубам или лоткам, укладываемым по верху дамбочек обвалования на уровне воды в прудке; можно для этого использовать сифоны, а иногда и насосы.

5.3.3. Плотины, возводимые направленным взрывом

Направленные взрывы осуществляют ВВ (взрывчатыми веществами), закладываемыми в зарядные камеры, размещаемые обычно в штольнях или штреках, внутри береговых склонов. Масса породы после взрыва перемещается на необходимое (расчетное) расстояние в заданном направлении и ложится по намеченному контуру.

Направленные взрывы в гидротехническом строительстве используют для возведения плотин, дамб, перемычек, упорных призм в каменнонабросных плотинах, а также при прокладке каналов.

Схема расположения скважин при создании верхового банкета Атбашинской ГЭС приведена на рисунке 5.55.

Заряд ВВ целесообразно располагать в два яруса — основной и вспомогательный; последний взрывается первым и обеспечивает лучшую направленность основного заряда.

Преимущества возведения сооружений направленным взрывом: возведение сооружений происходит в короткое время; работа требует мини-

мального числа механизмов и рабочих; работы можно осуществлять в любое время года; более низкая стоимость сооружений по сравнению с другими способами возведения; возможность применения в условиях, когда другие способы очень сложны; для возведения сооружений можно использовать любые грунты и каменные породы; работы по выполнению взрывов можно проводить без предварительного перекрытия русла реки; возведение сооружений направленным взрывом подтверждено практикой и оправдано с технической и экономической стороны.

Возведение плотин направленным взрывом имеет и недостатки: увеличение объема работ по сравнению с проектными решениями; выполнение горных выработок для размещения зарядов ВВ; трудность выполнения противofильтрационных устройств.

Взрывонабросные плотины возводят однородными и с противofильтрационными устройствами. При благоприятных инженерно-геологических условиях, когда высокие берега сложены скальными породами, взрывонабросные плотины образуются путем размещения зарядов ВВ на обоих берегах.

Примером такого решения может служить создание взрывонабросной плотины на р. Малая Алмаатинка (рис. 5.56).

Если один берег сложен скальными породами, а другой водонепроницаемыми грунтами, взрывонабросную плотину можно выполнять с противofильтрационными устройствами — экраном и понуром. Вначале взрывом одного берега образуют навал из камня, а затем с разрывом во времени взрывом выполняют противofильтрационное устройство. Если же такие условия отсутствуют и крутой скальный массив расположен на одном берегу, взрывом выполняют только тело взрывонабросной плотины, а водонепроницаемую часть отсыпают из маловодопроницаемых грунтов из карьера.

Основная часть тела взрывонабросной плотины — навал, образованный после взрыва, не имеет геометрического очертания, соответствующего заданному профилю. Учитывая это, затем выполняют работы по приведению навала до проектных размеров и проводят планировку откосных плоскостей с заданным заложением.

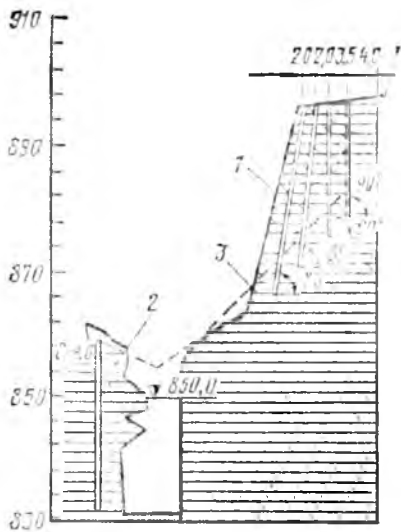


Рис. 5.55. Схема расположения скважин при создании верхового банкета Агбашинской ГЭС: 1, 2 — участки правого и левого берегов; 3 — контур навала породы. (Размеры в м)

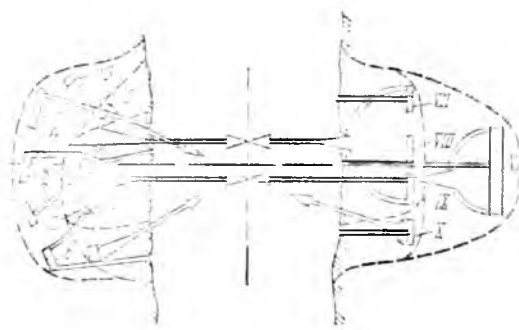


Рис. 5.56. Схема направленного взрыва при возведении Алма-Атинской плотины: VI. X — заряды на правом берегу; 1, 2 — заряды на левом берегу.

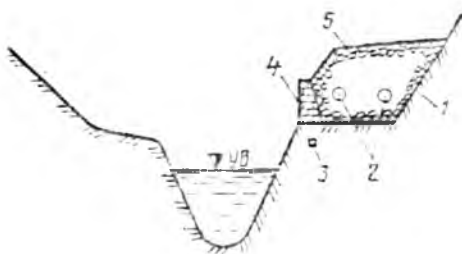


Рис. 5.57. Схема возведения сооружений при помощи взрыва с предварительно уложенной породой на склоне:

1 — склон берега; 2 — трубы для помещения зарядов; 3 — заряд для дробления скального берега; 4 — подпорная стенка; 5 — склад камня.

Возведение сооружений направленным взрывом можно осуществить с предварительной отсыпкой породы на склоне под защитой подпорной стенки. Этот случай и применяем, когда по каким-либо причинам не представляется возможным провести взрыв склона обычным способом.

Примером такого решения может служить перемычка, входящая в состав Нурекской плотины на р. Вахш (рис. 5.57). Плотность навала при взрыве получается достаточно большой и для каменной наброски достигает 2,1... 2,2 т/м³, осадки плотин незначительны. **Расчеты при применении ВВ.** Расход заряда ВВ определяют по формуле М. М. Борескова [68, 70]:

$$Q = qW^3 (0,4 - 0,6n^3), \quad (5.45)$$

где q — удельный расход ВВ, изменяющийся в зависимости от трещиноватости и крепости скальных пород, кг/см³;

$$q = q_0 (500/d)^{0,4}; \quad (5.46)$$

d — размер допустимой фракции, мм; q_0 — удельный эталонный расход ВВ, $q_0 = 0,3... 1,4$ кг/м³ в зависимости от прочности и трещиноватости породы. При массовых взрывах $q \approx 0,0027\gamma_{пор}$; $\gamma_{пор}$ — плотность породы; n — показатель действия взрыва; $n = 1...2$.

Расстояние между сосредоточенными зарядами:

$$a = 0,5W (n + 1). \quad (5.47)$$

Взрыв от ВВ приводит к сейсмическому воздействию. Расстояние, где сказывается оно, определяют по формуле:

$$R_c = 0,0275Q^{0,5}, \quad (5.48)$$

где Q — общая масса взорванного заряда, т.

5.3.4. Плотины на вечной мерзлоте

Мерзлыми называют породы, имеющие отрицательную температуру и содержащие в своем составе лед. Их подразделяют на сезонномерзлые и вечномерзлые (многолетнемерзлые).

Площадь, занятая вечномерзлыми грунтами в СССР, 10,5 млн. км², что составляет 47 % территории. Мощность вечномерзлой толщи колеблется в значительных пределах: от 8...20 до 500 м (и более). Верхний слой подвержен ежегодному промерзанию и оттаиванию. Такой слой называют деятельным, глубина его колеблется от 0,7 до 3,8 м в зависимости от климатических условий, характера грунтов и др. В отдельных случаях между деятельным слоем и слоем вечной мерзлоты



Рис. 5.58. Температурное поле вечномерзлой толщи:

1 — поверхность земли; 2 — сезоннооттаивающий слой; 3 — нижняя граница сезоннооттаивающего слоя; 4 — вечномерзлая толща грунтов; 5 — нижняя поверхность вечномерзлых грунтов; 6 — талая зона земной коры.

ты находятся талики — слой с постоянной положительной температурой.

Температурное поле вечномерзлой толщи приведено на рисунке 5.58. Расстояние от границы сезонного промерзания до нижней границы мерзлой толщи составляет ее мощность. В зоне распространения вечной мерзлоты встречаются как скальные, так и не скальные породы. Скальные породы в мерзлом состоянии представляют монолит и при оттаивании мало теряют свои прочностные свойства, но у них заметно изменяется коэффициент фильтрации в сторону увеличения, что является следствием освобождения трещин от льда.

Дисперсные мерзлые грунты — многофазные системы; они состоят из минеральных частиц, незамерзшей воды и газообразных частей, находящихся в порах грунта. Такие грунты сцементированы льдом и практически представляют монолит с повышенными прочностными свойствами, водонепроницаемы.

Вода в мерзлых грунтах находится в трех состояниях: в виде льда, заполняющего поровое пространство $W_{пор}$, в виде ледовых включений — линз и прослоек $W_{линз}$, в виде незамерзшей воды $W_{нз.в.}$. Общее количество воды рав-

но сумме трех составляющих. Незамерзшая вода окружает минеральные частицы грунта и прочно с ними связана адсорбционными силами. Количество незамерзшей воды зависит от температуры и вида грунта.

Содержание льда в грунте оценивается относительной льдистостью i_0 :

$$i_0 = (W - W_{нз.в.})/W. \quad (5.49)$$

Характерная особенность мерзлых грунтов — миграция влаги, морозное пучение, морозобойное растрескивание поверхности грунта, солюфлюкция и значительные осадки при оттаивании.

Под *морозным пучением* понимается перемещение (движение) незамерзшей воды к фронту промерзания, в результате чего увеличивается льдистость верхних слоев мерзлого грунта, приводящая к местному увеличению объема грунта при замерзании поровой и подтягиваемой в процессе миграции воды. *Морозобойное растрескивание* поверхности грунта — следствие температурного режима по вертикали и появления растягивающих напряжений на поверхности и сжимающих в глубине. *Солюфлюкция* выражается в медленном течении оттаивающего грунта под действием собственного веса вследствие уменьшения характеристик ϕ, C . В мерзлых грунтах при оттаивании наблюдают осадок от действия собственного веса и внешней нагрузки. Мерзлые грунты после оттаивания обладают малой несущей способностью, и практически их нельзя использовать для возведения сооружений. Наряду с осадкой различают и просадку — быстрот протекающую необратимую деформацию грунта.

Типы плотин, возводимые в условиях вечной мерзлоты. В районах распространения вечной мерзлоты возможно применять следующие типы плотин: талые, технология возведения которых основана на использовании в теле и основании непросадочных и непучинистых грунтов, с применением водонепроницаемых устройств — грунтовых ядер и экранов; мерзлые с промораживанием всего поперечного профиля в процессе укладки грунта; мерзлые, в которых укладывают грунтовое ядро, с последующим искусственным промораживанием его и поддержанием в этом состоянии в течение всего эксплуатационного времени.

Талые плотины. Их выполняют ча-

ще из каменной наброски, а водонепроницаемое устройство — из маловодопроницаемых грунтов в виде ядер или экранов. В качестве противодиффузионных устройств допускается использовать пленки. Основанием таких плотин могут быть связные и несвязные непросадочные грунты, но лучше возводить плотины на скальных породах.

К талым плотинам предъявляются те же требования, установленные действующими нормативами, относящиеся к плотинам из грунтовых материалов, возводимых в зоне умеренного климата.

Талые плотины с противодиффузионными устройствами построены в Сибири: Вилюйская ($H=74$ м), Хантайская ($H=65$ м), Серебрянская ($H=78$ м), Колымская ($H=125$ м).

Мерзлые плотины. Они имеют в поперечном профиле зоны мерзлых грунтов, смыкающиеся с вечномерзлыми грунтами основания. Существует два основных типа мерзлых плотин: в первом из них все тело плотины выполняется из мерзлого грунта в процессе эксплуатации, а в результате оттаивания образуется зоны талого грунта; во втором предусматривают водонепроницаемую преграду в виде мерзлого грунта, искусственно замороженного после возведения плотины [10].

В первом типе мерзлых плотин (рис. 5.59) весь поперечный профиль выполняют мороженым в период отрицательных температур. Грунт укладывают слоями с заполнением пор водой и промораживанием каждого слоя. Такие плотины возводят на вечномерзлых грунтах с обеспечением водонепроницаемого стыка с основанием.

Во время эксплуатации поперечный

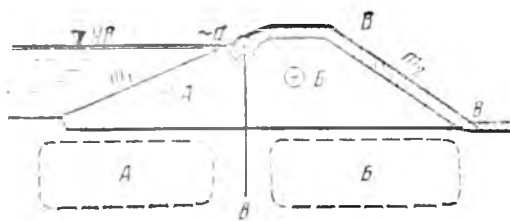


Рис. 5.59. Схема мерзлой плотины на вечномерзлом основании.

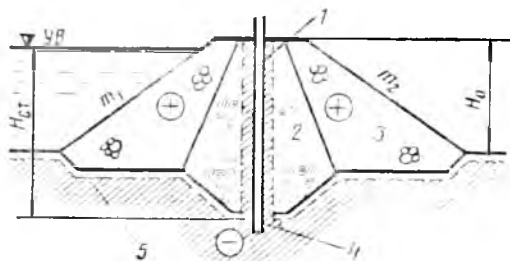


Рис. 5.60. Схема мерзлой плотины с льдогрунтовой искусственно замороженной стенкой-защитой:

1 — морозильная колонка; 2 — ядро из связных грунтов; 3 — упорные призмы; 4 — контакт мерзлой стенки с основанием; 5 — граница нулевой изотермы.

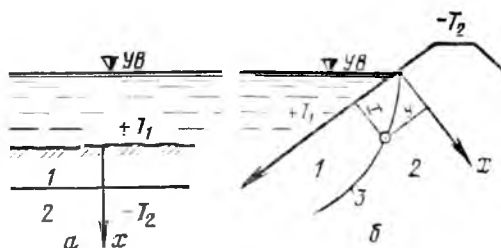


Рис. 5.61. Схемы расчета глубины оттаивания мерзлого грунта под дном водохранилища (а) и под верхним откосом (б):

1, 2 — талый и мерзлый грунт; 3 — нулевая изотерма.

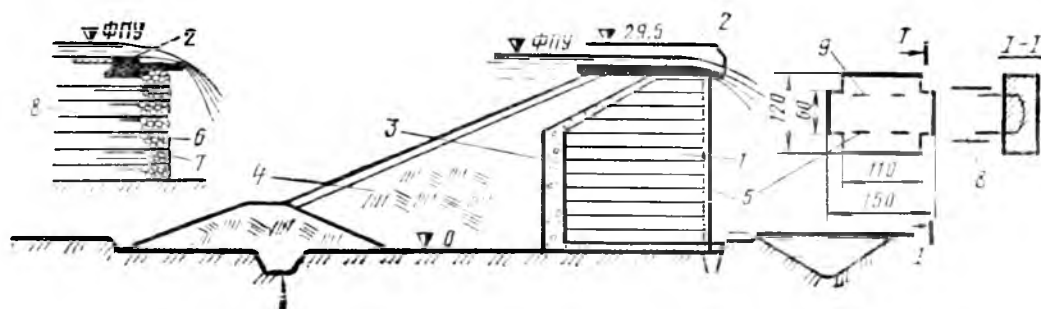


Рис. 5.62. Схематическая конструкция плотины Эстель (Франция):

1 — зона армирования; 2 — водослив; 3 — дренаж; 4 — водонепроницаемый грунт или экран; 5 — вертикальная стенка из обычных или крестообразных блоков ($\delta=12..18$ см); 6 — вариант вертикальной стенки из синтетических мешков; 7 — камень; 8 — арматура (приваривается к закладной детали); 9 — анкер (закладная деталь).

профиль мерзлой плотины и основание будут иметь зоны талого и мерзлого грунта. Со стороны верхового откоса, после заполнения водохранилища водой, в результате теплового воздействия воды образуется зона талого грунта *A*. Границу этой зоны (см. рис. 5.59, линия *a—в*) определяют на основе теплотехнических расчетов.

В средней части профиля будет зона *B*, в которой грунт остается в мерзлом состоянии. Гребень плотины, низовой откос и надводная часть откоса образуют зону сезонного оттаивания и промерзания *B*. Для уменьшения глубины промораживания по этим зонам укладывают теплозащитные покрытия, например торф, насыпают слой снега или используют искусственные теплозащитные материалы. Уменьшение глубины промерзания достигается и засолением грунта; для этого применяют хлористый кальций или хлористый натрий.

В основании таких плотин будет две зоны: талая под верхним клином плотины (зона *A*) и вечномерзлого грунта основания, смыкающаяся с мерзлым грунтом тела плотины.

Во втором типе мерзлых плотин используют грунтовое ядро, укладываемое из талых грунтов с последующим искусственным промораживанием его. Для этого применяют систему охлаждения в виде морозильных колонок, по которым циркулирует теплоноситель — жидкость (рассол) или воздух. Схема мерзлой льдогрунтовой плотины с искусственно замороженной стенкой завесой показана на рисунке 5.60. Расчетная схема мерзлых плотин приведена на рисунке 5.61.

5.3.5. Плотины из армированного грунта

Все большее распространение получают плотины из армированного грунта: глухие и водосливные. Схематическая конструкция плотины Эстель (Франция) приведена на рисунке 5.62. В грунт низового откоса запущена арматура — обычно металлическая полоса из оцинкованной или нержавеющей стали, алюминия или пластмасс. Рекомендуются, чтобы грунт плотины содержал больше песчаных, песчано-гравелистых или гравелистых частиц, что повышает трение грунта по арматуре. Арматуру заводят по горизонта-

ли на глубину $0,8 H$ (H — глубина грунта). Низовую грань плотины выполняют из прямоугольных или крестообразных бетонных (железобетонных) блоков или синтетических мешков, заполненных булыжником; при этом полотно синтетического материала заведены в тело плотины. По верховому откосу укладывают восточный откос — неукрепленный грунт или устраивают его из асфальтобетона или из нетканых рулонных материалов (типа геотекстиля), пропитанных битумом.

В результате использования арматуры повышается прочность грунтового массива; можно условно считать, что сцепление повышается до $10...30 \text{ кг/см}^2$. Армированный грунт может воспринимать значительные деформации, что повышает сейсмостойкость таких сооружений. Экономический эффект по сравнению с вариантом обычной плотины составляет $10...20\%$ (эффективность высоких плотин выше). Достоинствами таких плотин являются также технологичность и сокращение сроков строительства. Армированный грунт широко применяют в конструкциях подпорных стенок.

5.4. ГРУНТОВЫЕ ВОДОСЛИВНЫЕ ПЛОТИНЫ

Один из путей повышения экономической эффективности гидроузлов с грунтовыми плотинами — строительство таких плотин или строительных перемычек, которые пропускали бы наводковые расходы.

Впервые такая плотина была предложена Н. П. Пузыревским в 1926 г. (рис. 5.63, *a*). Часть расхода в ней проходит через каменную наброску в виде фильтрационного потока, а другая часть — переливом через гребень и низовой откос.

Улучшенный тип таких плотин высотой $7...10$ м разработан Н. Н. Беляшевским (рис. 5.63, *б*). Каменная наброска защищена в них бетонными плитами, упирающимися с верховой стороны в оголовки, а с низовой — в упорный блок. Плиты толщиной $0,4...0,6$ м соединены арматурой. Отвод фильтрующей воды осуществляется через дренажные отверстия.

Грунтовая водосливная плотина с низовым откосом, покрытым клиновидными перфорированными плитами на трехслойном обратном фильтре, была

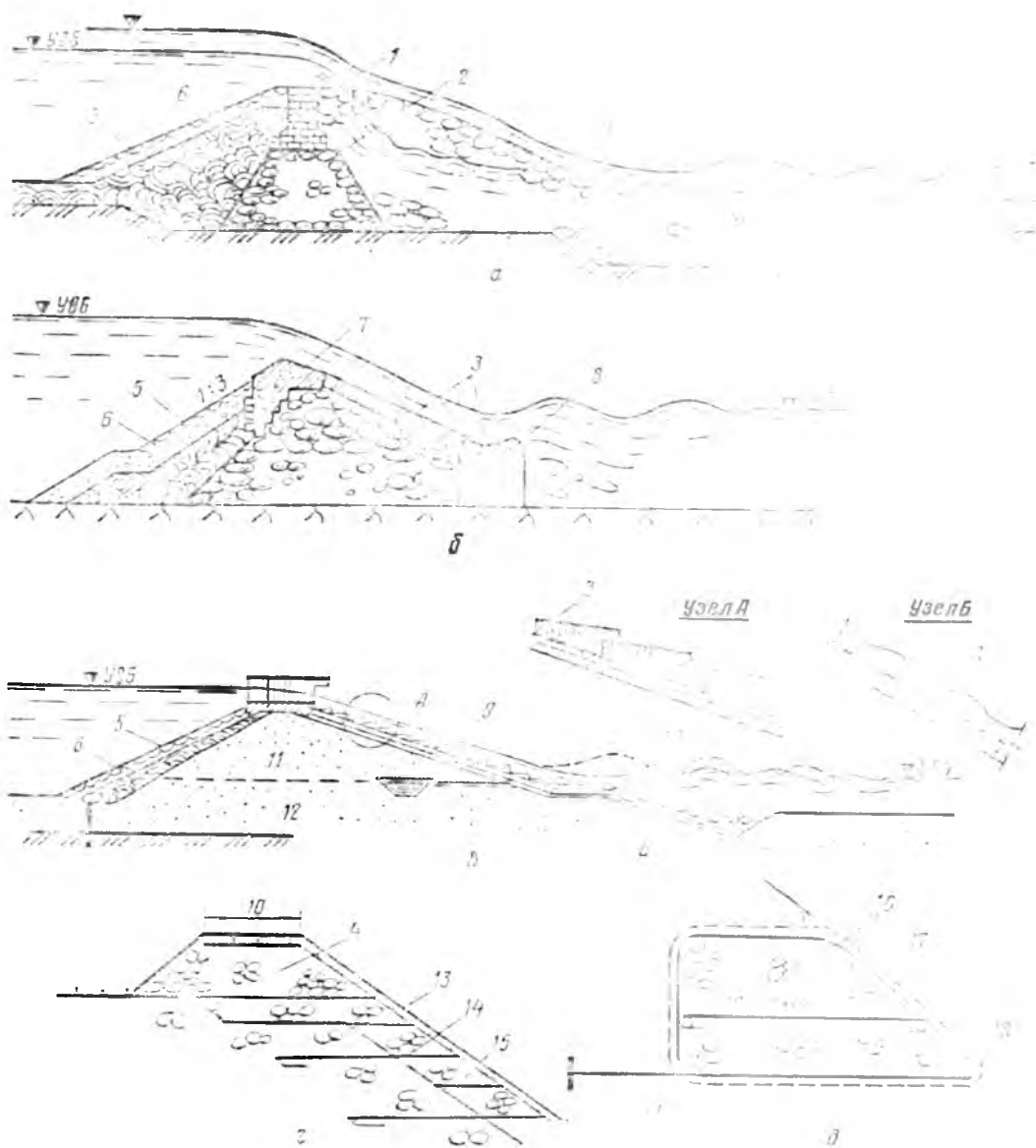


Рис. 5.63. Водосливные грунтовые плотины.

а — плотина Н. П. Пузыревского; б — плотина Н. Н. Беляшевского; в — плотина П. И. Гордиенко; г — армированное анкерное крепление откоса плотины гидроузла Орд. Зв. Австралия; д — армированное крепление откоса гидроузла Эль Кахон в Гондурасе; 1 — переливная стенка из каменной кладки; 2 — призма из каменной кладки; 3 — дренажные отверстия; 4 — каменная наброска; 5 — крепление верхнего откоса; 6 — противодиффузионный элемент из связанного грунта; 7 — бетонный оголовок гребня; 8 — бетонный блок; 9 — ступенчатое крепление из перфорированных клиновидных плит; 10 — чешуйчатый элемент из наклонных элементов; 11 — насыпь; 12 — массив поймы; 13 — сетка из арматурных стержней; 14 — анкеры длиной соответственно 10 и 4,2 м; 16 — остова габиона из арматурных стержней; 17 — металлическая сетка; 18 — бетонный монолитный носок габиона.

предложена П. И. Гордиенко (рис. 5.63, в). Принципы проектирования этой плотины следующие: откосы плотины должны быть пологими (1:7... 1:10) и устойчивыми при переливе воды через нее; верховой откос конструируют и укрепляют аналогично поручам водосливных плотин; гребень закрепляют бетонным порогом, низовой откос — чешуйчатым покрытием

из клиновидных плит на обратном фильтре; сопряжение переливающегося потока с нижним бьефом осуществляют по типу поверхностного прыжка; депрессионную кривую в случаях отсутствия перелива за счет угляют внутренними дренажами так, чтобы не было промерзания откосов. Такие плотины были запроектированы для напоров до 26 м и удельных расходов до 40...

60 м³/с. Дренажные отверстия в плитах выравнивают давления на верхней и нижней поверхностях плит.

Грунтовая водосливная плотина П. И. Гордиенко была построена на опытном участке гидроузла ДнепрогЭС-II и других гидроузлах. Плиты были уложены в шахматном порядке. Тонкая лобовая часть плиты имела толщину 10 см и более, на низовом торце плиты ее толщина возрастала в 1,5... 2,5 раза. Реализация сопряжения поверхностным режимом осуществлялась с помощью устройства в конце закрепленного откоса носка-уступа при скальном основании или носка-ковша при нескальном.

Расходы через грунтовую плотину пропускают в виде кратковременных сбросов по откосам, закрепленным пленочными материалами (стабилизированным полиэтиленом). Полотнища пленки заанкеровывали в тело плотины и укладывали внахлест по откосу. Поверх пленки рекомендуется отсыпать грунт слоем 1...1,5 м для защиты ее от механических и климатических воздействий. Гребень плотины закрепляли железобетонным покрытием.

Перелив через грунтовую перемычку или плотину можно осуществить и при отсыпке по низовому откосу наброски из отборного камня и негабаритов. Максимальный удельный расход при переливе через такую плотину можно определить по зависимости:

$$q = 0,84 \sqrt{G(1,9 + 0,8\Phi - 3 \sin \varphi)},$$

где G — вес среднего камня, кН; φ — угол наклона откоса к горизонту (азимут начинается при $\sin \varphi = 0,125 + 0,055 \Phi$); Φ — коэффициент плотности укладки камня на откосе (0,625 — наброска; 1,125 — кладка вручную плоских камней на ребро).

Формула справедлива для откосов с заложением от 1 : 1,5 до 1 : 5 и плотности камня $\rho = 2,75$ т/м³. Если наброску заменить кладкой камней вручную (мостовая), то удельный расход можно увеличить на значение $\Delta q = 0,333 \sqrt{G}$. Коэффициент плотности укладки для конкретного случая можно определить по формуле:

$$\Phi = 0,0575 \cdot GN^{3/2},$$

где N — число камней на единицу площади откоса.

Низовой откос от размыва можно предохранить устройством ряжевого крепления или армированием камен-

ной наброски. Примером армированного крепления является крепление низового откоса гидроузла Орд в Австралии (рис. 5.63, з). Гребень и низовой откос были закреплены слоем камня толщиной 1,8 м при средней крупности камня 1 м, пустоты были заполнены более мелкими камнями, наброска закреплена сеткой из арматурных стержней диаметром 25 мм с шагом в направлении потока 1,3 м и в поперечном направлении 0,42 м, а также сеткой с ячейками 0,152 × 0,152 м. Сетки крепили анкерами. Известны примеры крепления переливных перемычек на гребне и откосах габионами (рис. 5.63, д). Недостаток армированных креплений — возможность нарушения анкеровки и армосеток ударами льдин, сбрасываемых вместе с водой в зимнее время.

5.5. ДЕРЕВЯННЫЕ ПЛОТИНЫ

5.5.1. Общие сведения о плотинах и их типы

Деревянными называют плотины, основные элементы которых, воспринимающие нагрузку (вертикальную и горизонтальную), выполняют из дерева.

К положительным сторонам деревянных плотин относят следующие: лесоматериал используют непосредственно после заготовки на лесоразработках; плотины являются сборными конструкциями, детали их можно заготовить на строительных площадках или деревообрабатывающих заводах, на месте строительства происходит преимущественно только подгонка и монтаж деталей; доля других материалов (кроме леса) в деревянных плотинах незначительна, главным образом это металлические соединительные элементы — нагеля, болты, глухарь, скобы, полосовая сталь и прокатные профили (в малых количествах).

Недостатки деревянных плотин: ограниченный срок службы из-за подверженности дерева гниению; значительное влияние влажности на деформацию дерева (усушка, коробление); региональная ограниченность применения (лишь в районах распространения лесных массивов).

Типы деревянных плотин и их составные части. Деревянные плотины, как правило, выполняют водосбросны-

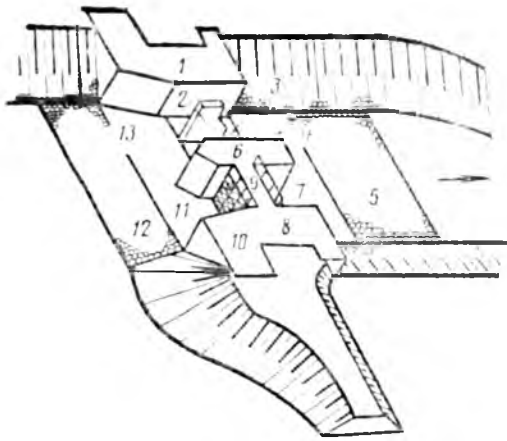


Рис. 5.64. Общий вид деревянной водосливной плотины:

1, 8 — устои; 2 — контрфорс; 3 — водобой; 4, 13 — сливная и понурная части флюбета; 5 — рисберма; 6 — бык; 7 — слив; 9 — мост; 10 — стойки и щиты; 11 — понур; 12 — глиняная подушка.

ми (водосливными), оборудованными затворами. Деревянные водосливные и глухие плотины встречаются редко.

Общий вид деревянной водосливной плотины показан на рисунке 5.64.

По особенностям конструкций, преимущественно надфлюбетных частей, деревянные плотины разделяют на следующие типы: свайно-обшивные, стоечно-обшивные, ряжевые, свайно-ряжевые.

Деревянные плотины строят небольшой высоты. Так, для свайных она составляет 2...2,5 м, свайно-обшивных — до 4 м, ряжевых с анкерровкой к основанию (против всплывания) — до 6 м. Высота вертикально-ряжевых плотин определяется напряжением на смятие в постелях венцов ряжей и может составлять 10 м и больше.

Свайно-обшивная и свайно-ряжевая конструкции деревянных плотин приведены на рисунке 5.65.

Деревянные плотины состоят из отдельных частей, каждая из которых имеет свои особенности.

Основные конструктивные части деревянных плотин — береговые устои, опоры, размещаемые в пределах водосливного фронта, верхнее строение и флютбеты.

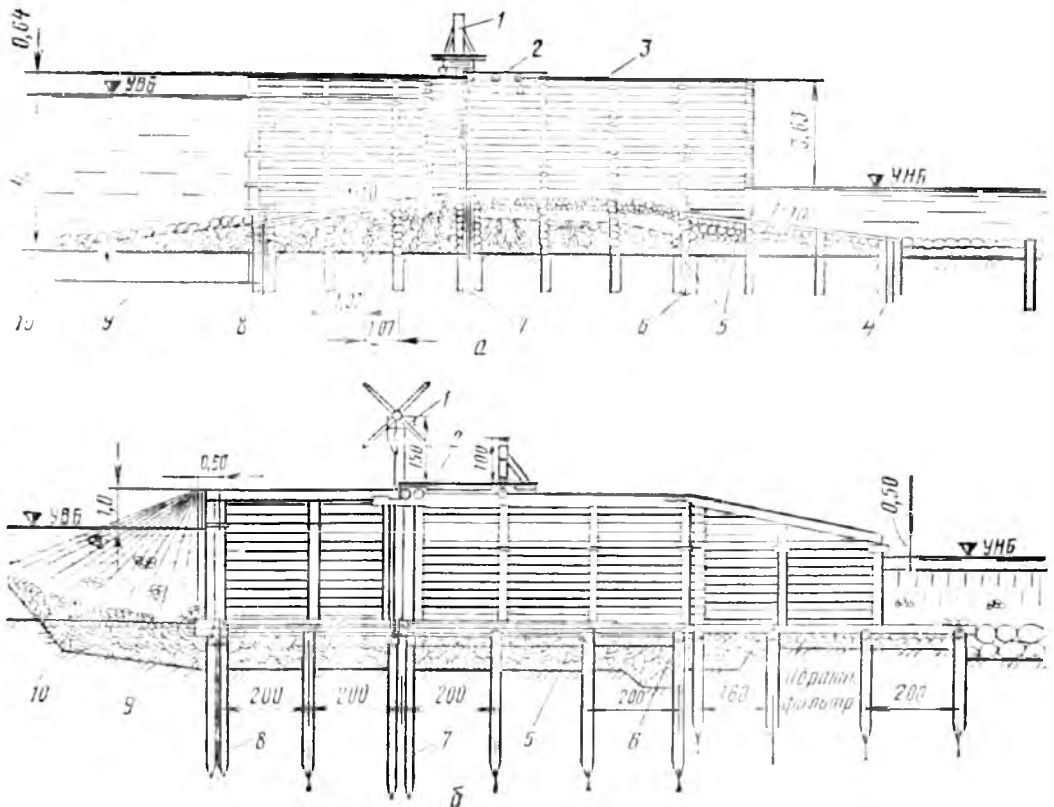


Рис. 5.65. Конструкции ряжевой на свайно-ряжевом флюбете (а) и свайно-ряжевой (б) деревянных плотин:

1 — ворот; 2 — мост; 3 — бык; 4, 6, 7, 8 — шпунтовые стенки соответственно сливная, водобойная, королевая, понурная; 5 — загрузки из песчаной и гравийной смеси; 9 — предпонура подушка, 10 — мостовая.

5.5.2. Флютбеты деревянных плотин

Флютбеты деревянных плотин наряду с общепринятыми частями (понуры, водобой, рисберма) имеют предпонуристую подушку и слив. Предпонуристая подушка удлиняет фильтрационный путь, служит переходным элементом от дна водотока к повышенной отметке понура. Ее выполняют из малопроницаемых грунтов, а сверху защищают креплением от размыва. Слив предназначен для сопряжения более высокой отметки водобоя с участком рисбермы. Его загружают водонепроницаемым материалом. На контакте с дном русла, в пределах слива, укладывают обратный фильтр, предупреждающий фильтрационные деформации. В флютбетах на свайном основании выполняют три ряда вертикальных стенок. В первом из них (понуристом), размещаемом в начале понура, забивают деревянную шпунтовую стенку толщиной 7...10 см, во втором (королевом), расположенном в начале водобоя, забивают шпунтовую стенку из брусчатых шпунтовых свай толщиной 15...18 см. Глубину забивки шпунтовых свай принимают 2...6,5 м (меньшую в понуристом ряду, большую в королевом). Третий ряд стенок ставят в конце во-

добоя. Он должен быть водонепроницаемым, и при использовании шпунтовых свай в нем делают отверстия или применяют свайный ряд (частокол). В конце водобоя вертикальные стенки забивают по его контуру, чтобы получить замкнутое пространство, в котором укладывают водонепроницаемый грунт.

Свайные флютбеты (рис. 5.66). В дно подготовленного основания забивают деревянные сваи диаметром 22...24 см. Расстояние между рядами свай принимают 1,5...2,5 м, чаще 2 м. Расстояние между сваями в ряду 1...3 м (в зависимости от напора).

По верху свай (в ряду) устраивают насадки, соединенные со сваями с помощью сквозных шипов и скоб. По насадкам (нормально к ним) укладывают продольные брусья, а между ними двуслойный деревянный пол из досок. Водобойную часть выполняют горизонтальной, а понуру придают уклон 1 : 5...1 : 15; 1 : 5...1 : 8.

Два шпунтовых ряда—понуристый и королевый выполняют в виде непрерывных водонепроницаемых линий в пределах всех отверстий плотины, а также и под устоями по всей их ширине.

Подполье заполняют пластичным

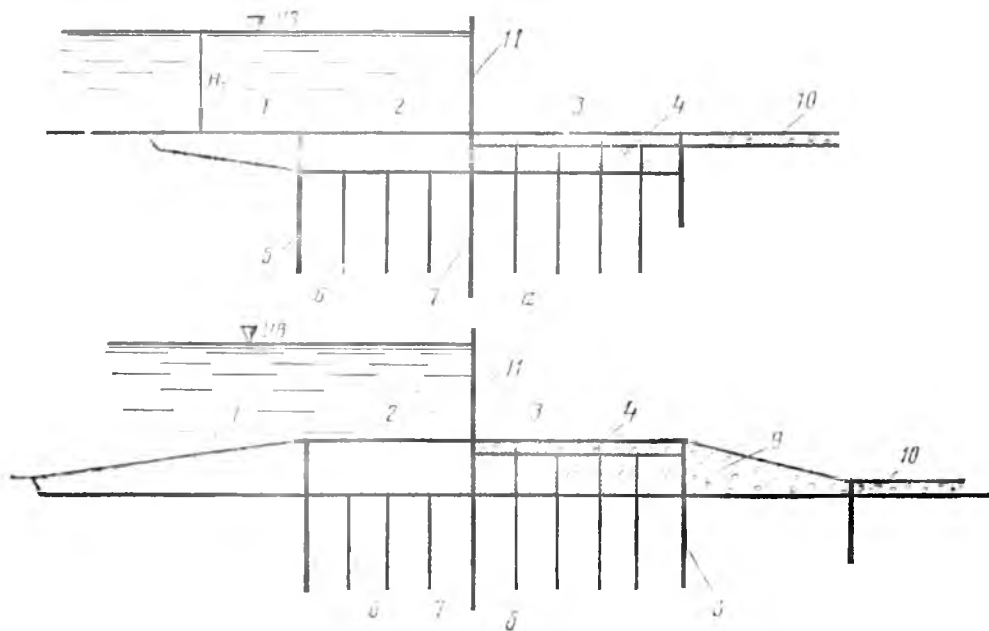


Рис. 5.66. Схемы свайных флюбетов деревянных плотин:

а — обычный флюбет; б — повышенный порог водослива; 1 — предпонуристая подушка; 2 — понура; 3 — слив; 4 — водобойный; 5 — слив; 6 — свай; 7 — королевый; 8 — водобойный; 9 — слив; 10 — рисберма; 11 — линия затворов.

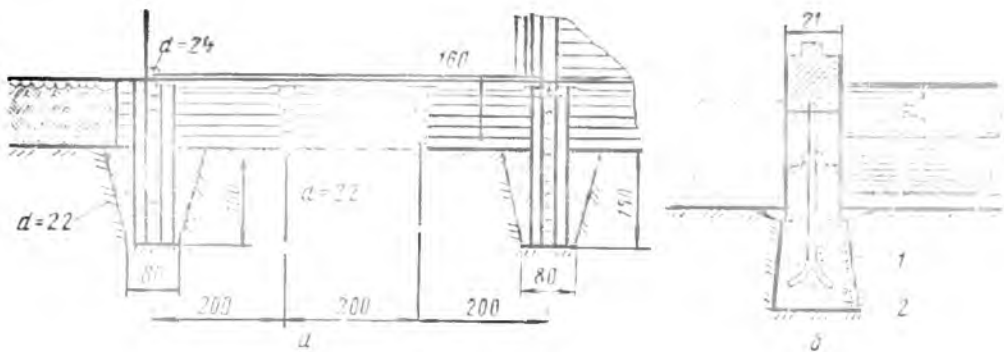


Рис. 5.67. Сопряжение шпунтовых стенок ряжей с основанием:

a — с заглублением траншеи; *b* — с анкеровкой в бетонный зуб; 1 — цементный раствор или бетон; 2 — бетон. (Размеры в см)

маловодопроницаемым грунтом, тщательно уплотненным. Для загрузки подпольного пространства целесообразно использовать глинобетон, искусственный материал, не дающий пучения при промерзании.

Ряжевые флютбеты. Их возводят на грунтах, не допускающих забивку свай. Под ряжами понимают конструкции из бревен или брусьев, образующих ряд вертикальных или наклонных ячеек, заполненных грунтом или камнем. Ряжи выполняют сплошной или сквозной рубки. Размеры клеток в ряжевых флютбетах 1,5...2,5 м. Для рубки ряжей применяют сосновые бревна диаметром 20...22 см. Ряжевые флютбеты применяют как на не скальных, так и на скальных основаниях. Сопряжение ряжей с основанием для двух характерных схем приведено на рисунке 5.67.

Свайно-ряжевые флютбеты. Их выполняют, когда допускается забивка свай в грунтовое основание и порог расположен выше дна котлована на 1 м и более.

Головки свай срезают на отметке уровня дна котлована. Выше головок свай нарубают ряжи (пересечение ряжевых стен должно проходить над сваями) и скрепляют с ними скобами.

5.5.3. Устои деревянных плотин

Торцовые части плотины, примыкающие к берегам, называют устоями. При крутых береговых откосах устои врезаются непосредственно в берег, а при пологих сопрягаются при помощи грунтовой плотины.

Основные виды устоев — свайно-обшивные, стоечно-обшивные, ряжевые и контрфорсные.

Свайно-обшивные и стоечно-обшивные устои. В свайно-обшивных устоях рядом с половыми сваями (так называют сваи в свайных флютбетах) забивают стеновые (поддерживающие стенки устоев), отметка верха которых определяется высотой плотины, зависящей от уровня воды в верхнем бьефе. Обычно высота стеновых свай 2...2,5 м. По верху стеновых свай выполняют соединительный брус, связывая его с ними шипами и скобами. За сваи, со стороны засыпки, укладывают стенку из досок или пластин.

Конструктивное решение стоечно-обшивного устоя выполняют так же, как и свайно-обшивные, но здесь вместо стеновых свай используют деревянные вертикальные стойки, врубленные при помощи шипов в продольные брусья, уложенные по верху флютбета. (рис. 5.68).

Ряжевые устои. В плане ряжевые устои имеют П-образное очертание (рис. 5.69). Ширина устоя в разных сечениях неодинакова — больше в пурной части и меньше в водобойной. Размеры ряжевых устоев определяют расчетом из условия устойчивости их на сдвиг; при этом удерживающей силой будет собственный вес ряжа и сила от части засыпки (загрузки) в ящиках ряжа, передающаяся на их стенки.

Контрфорсные устои. Их выполняют свайной и стоечной конструкции. Свайные контрфорсы состоят из низких и высоких свай, забитых в грунт. Высокие сваи охватывают с двух сторон подкосами из дерева диаметром 20...24 см. Верхние концы подкосов крепят болтами, а нижние — скобами.

В стоечных контрфорсах вместо свай используют стойки, а в осталь-



Рис. 5.68. Стоечно-обшивной устой:
1 — анкер; 2 — анкерная свая.

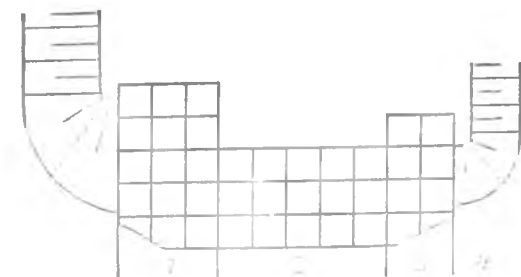


Рис. 5.69. План ряжевого устоя:
1 — понур; 2 — водобой; 3 — слив; 4 — рисберма.

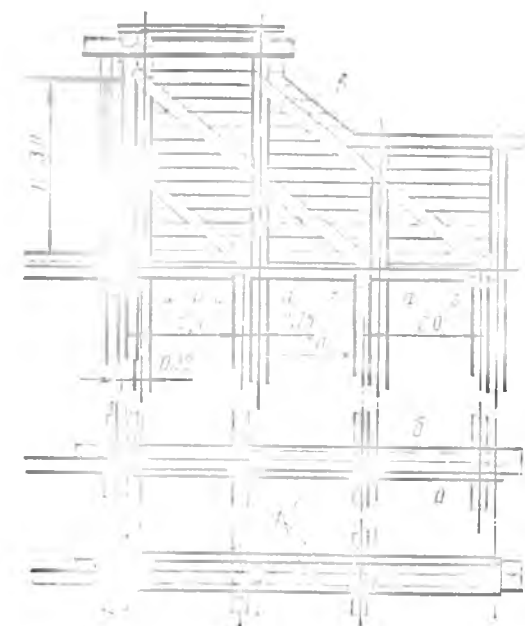


Рис. 5.70. Свайный контрфорс:
а — высокие сваи; б — продольные брусья; в — парные подкосы; г — сваи флютоета; 1 — обшивка.

ном они будут такие же, как и свайные. Контрфорсные устои воспринимают значительную нагрузку; для устройства их требуется меньше материала по сравнению, например, с ряжевymi устоями, но несколько усложняется производство работ, требуется тщательное выполнение врубок.

Пример устройства контрфорса свайного типа приведен на рисунке 5.70.

5.5.4. Опоры в пролетах плотины

Опоры воспринимают вертикальную нагрузку от собственного веса и верхнего строения плотины и горизонтальную — силу гидростатического давления воды. Вся нагрузка, воспринимаемая опорами, передается на флютбет.

Опоры деревянных плотин делятся на постоянные и промежуточные, выполняемые в виде стоек.

Постоянные опоры (быки) представляют массивные конструкции или контрфорсы — свайные и стоечные. Реже применяют опоры в виде ферм, вращающихся вокруг горизонтальной оси.

Промежуточные опоры устанавливают между основными. Они разделяют пролет на ряд мелких отверстий, перекрываемых затворами — щитами.

В понурной части быкам придают заостренную форму (рис. 5.71) с уклоном стен в плане 0,5...0,3; ребро быка укрепляют усовым брусом и металлической поковкой при работе быка в качестве ледореза.

Контрфорсные опоры. Достоинство контрфорсных опор: незначительный расход леса, способность воспринимать большие нагрузки и малая сжимаемость живого сечения потока. По конструктивным особенностям их разделяют на свайные и стоечные.

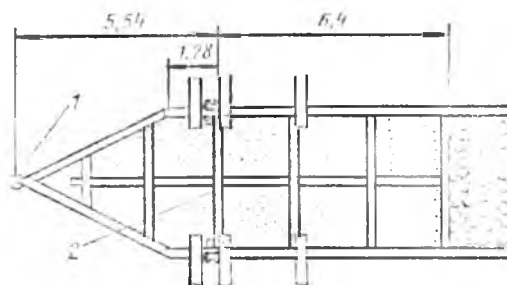


Рис. 5.71. Ряжевый бык:
1 — усовый брус; 2 — шпунтовый простенок. (Размеры в м)

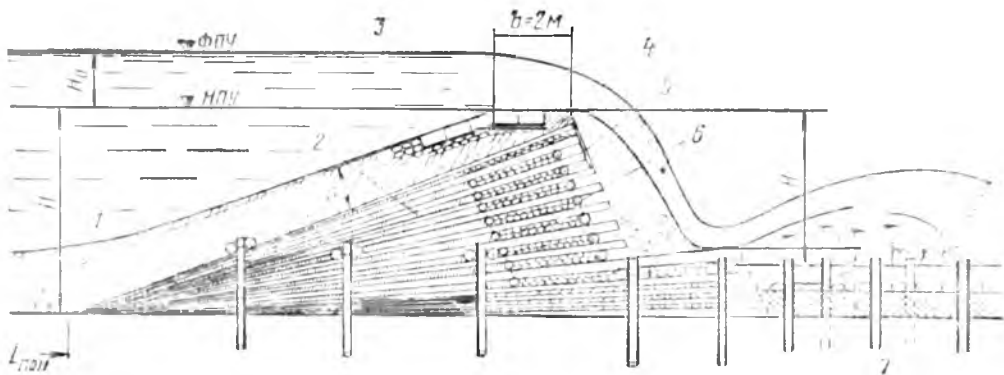


Рис. 5.72. Водосливная стланевая плотина:

1 — экран; 2 — стланевая кладка из дренажных слоев с нагрузкой; 3 — бетонные или каменные плиты; 4 — шапочный брус; 5 — обшивка из пластин; 6 — лежни из бревен.

В свайных контрфорсах забивают высокие сваи рядом с половыми сваями флютбета. Высокие сваи поддерживаются парными подкосами, охватывающими сваи с обеих сторон. Боковые плоскости контрфорсов обшивают досками или пластинами. Стоечные контрфорсы выполняют подобно свайным, но здесь вместо высоких свай используют стойки, опирающиеся на продольные брусья, укладываемые по верху флютбета.

Под верхним строением плотин подразумеваются конструктивные части, опирающиеся на постоянные опоры и устои. Для деревянных плотин это будут служебные мостики и проезжие мосты.

5.5.5. Стланевые плотины

Стланевыми называют водосливные плотины (без затворов), выполненные из кладки свежесрубленных деревьев с неочищенной от листьев кроной, уложенных рядами с пригрузкой каждого слоя балластом и устройством противофильтрационного элемента в виде экрана и понура. В таких плотинах используют некондиционный лесной материал — бревна и жерди.

Возведение плотин отличается простотой и небольшими затратами. Стланевые плотины имеют небольшую высоту — 5...6 м.

Конструкция водосливной стланевой плотины приведена на рисунке 5.72.

Уклон напорной плоскости (грань) плотины обычно составляет 1 : 1,5... 1 : 3, причем лучше иметь более пологий откос. Уклон сливной плоскости (грань) принимают 2 : 1.

Комли деревьев образуют сливную грань плотины, которую укрепляют шапочным брусом, а ниже его к комлям бревен делают обшивку из пластин. Горизонтальную часть водослива принимают шириной 2 м и укрепляют бетонными плитами.

Гашение энергии переливающейся воды через водослив плотины происходит на низовом уступе (гуське), составляющем одно целое с плотиной. Длина этого уступа определяется дальностью отлета свободнопадающей струи. При любых расходах струя должна попадать на него. За уступом укладывают фашинные туюфяки, прижимаемая их свайками, забитыми в грунт, а пространство между ними заполняют камнем.

Раздел 6. ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГИДРОУЗЛОВ С ГЛУХИМИ ПЛОТИНАМИ

6.1. ТИПЫ ВОДОСБРОСОВ И ВОДОВЫПУСКОВ. УСЛОВИЯ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

В состав компоновок гидроузлов с глухой плотиной (см. рис. 4.2, 4.3) чаще всего входят два сооружения—водосброс и водовыпуск (водоспуск).

По расположению относительно глухой плотины, перекрывающей русло, водосбросы могут быть:

непосредственно в теле плотины;
вне тела плотины на берегу (береговые) или на пойме (пойменные) (рис. 6.1 а, б, в).

При расположении водосброса в теле глухой грунтовой плотины он представляет: трубчатую бетонную конструкцию, опирающуюся на материковый грунт (реже на насыпной грунт) и покрытую со всех сторон насыпным грунтом; бетонный водослив, входящий в напорный фронт и сопрягающийся с грунтовыми частями плотины; грунтовую плотину, имеющую на низовом откосе и гребне специальное (бетонное, железобетонное, каменное с заанкеренной металлической сеткой и др.) крепление особой конструкции, позволяющее пропускать паводковые расходы с переливом через гребень и транзитом по пологому низовому откосу (см. гл. 5.7). Водосброс в теле плотины размещают в тех случаях, когда такое решение по технико-экономическим показателям предпочтительнее варианта с береговым расположением водосброса (при недостаточной устойчивости бортов русла; при использовании трубчатой части водосброса в качестве водосброса строительного периода).

Береговое расположение водосброса реализуется: при относительно небольших сбросных расходах, на низконапорных гидроузлах, при наличии благоприятных топографических и геологических условий для размещения водосброса на берегу; в составе ком-

поновок основных сооружений средне- и высоконапорных гидроузлов в тех случаях, когда вариант расположения водосброса в теле плотины оказывается весьма проблематичным в связи с отсутствием возможностей обеспечения условий его высокой конструктивной и эксплуатационной надежности; в узких каньонообразных скальных створах, где пропуск строительных расходов можно осуществить только туннелями в берегах, которые затем можно полностью или частично переоборудовать в постоянные водосбросы; в компоновках гидроузлов в стесненных створах, при узком фронте строительных работ.

Пропуск всего паводкового расхода или какой-то части его по пойме (или по специальной трассе) осуществляют на низко- и средненапорных гидроузлах, где есть возможность использовать пойму как нерегулируемый или частично регулируемый резервный пойменный водосброс (см. рис. 4.4).

В отдельных случаях резервные водосбросы могут быть устроены в природных понижениях местности или в специальных каналах с оборудованием в них смываемых при определенных уровнях верхнего бьефа грунтовых перемычек.

В общем случае выбор типа паводкового водосброса следует осуществлять на основе результатов технико-экономического сравнения различных вариантов.

По условиям расположения головной части различают поверхностные и глубинные водосбросы.

По конструкции поперечного сечения выделяют открытые, закрытые и комбинированные водосбросы.

Поверхностным водосброс называют в том случае, если он имеет поверхностное входное отверстие (см. рис. 6.1, а—в). У глубинных водосбросов это отверстие заглублено под уро-

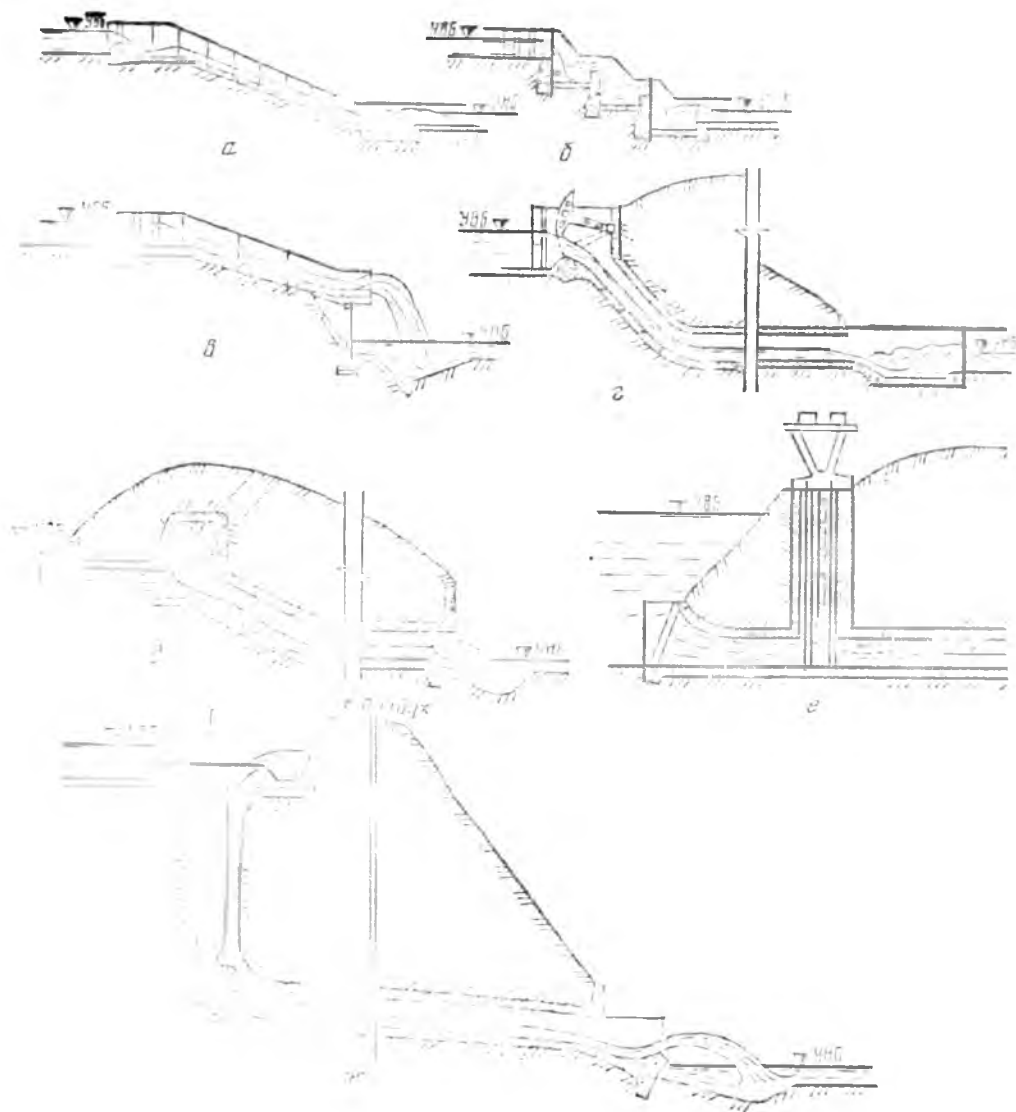


Рис. 6.1. Бегловые водосбросы:

а, б, в — открытый водосброс соответственно с быстротоком, со ступенчатым перепадом, с консольным перепадом; г, д — закрытый водосброс соответственно с поверхностным водоприемником, с глубинным водоприемником, с донным водоприемником и шахтой управляющей затворами; ж — шахтный водосброс с безнапорным отводящим туннелем.

вень свободной поверхности воды (см. рис. 6.1, д, е), а транзитная часть водосброса представлена чаще всего трубой или туннелем. Если глубинное отверстие расположено непосредственно у дна, то водосброс называют донным (см. рис. 6.1, е). Открытые водосбросы имеют незамкнутое поперечное сечение; закрытые — замкнутое; комбинированные имеют участки как с замкнутым, так и с незамкнутым сечением, то есть сочетают в себе признаки открытых и закрытых. Открытые водосбросы чаще всего бывают представлены открытым водосбросным кана-

лом, в пределах которого перепад уровней между бьефами преодолевается быстротоком, многоступенчатым перепадом, консольным сбросом (см. рис. 6.1, а—в). Закрытые водосбросы (водовыпуски) могут быть представлены как поверхностными, так и глубинными (в том числе донными) сооружениями (см. рис. 6.1, г—ж). К поверхностным водосбросам относят, например, трубчатые, туннельные и шахтные (см. рис. 6.1, ж). Глубинные водосбросы чаще всего бывают представлены напорными, безнапорными и полунанпорными трубчатыми и туннельными.

По конструкции входной (головной) части открытые водосбросы подразделяют на фронтальные (с лобовым подводом воды), траншейные (с боковым отводом воды), полигональные (лабиринтные), веерообразные и др., а закрытые водосбросы и водовыпуски — на траншейные и фронтальные безбашенные, башенные, шахтные, ковшовые, с вихревой камерой, с тангенциальным подводом воды (с закруткой потока) и др.

По условиям управления водосбросы делят на регулируемые (с затворами) и нерегулируемые (без затворов, автоматические).

Водовыпуски (водоспуски) по многим признакам напоминают закрытые водосбросы. Их всегда следует располагать на коренном грунте (в случае отказа от такой конструкции в пользу расположения частей водовыпуска на насыпном грунте необходимо иметь четкую аргументацию этого решения). При относительно малом диапазоне колебаний уровня верхнего бьефа водовыпуск может представлять открытый регулятор (открытый водовыпуск). В большинстве же случаев диапазон колебаний уровня ВБ оказывается значительным и водовыпуски (водоспуски) устраивают закрытыми. Различают водовыпуски, работающие в напорную (гидроэлектростанцию, насосную станцию, самотечную систему водоснабжения и т. д.) и в безнапорную открытую или закрытую (магистральный канал, напорные и безнапорные самотечные трубопроводы, туннели и т. д.) гидравлические системы.

По конструкции водовыпуски подразделяют на трубчатые, туннельные, комбинированные, сочетающие признаки трубчатых и туннельных.

По расположению регулирующих затворов различают водовыпуски: а) с затворами в начале водопропускного тракта (характерно для трубчатых водовыпусков); в этом случае обычно устраивают башню управления затворами, имеющую в нижней своей части камеру затворов, а в верхней — эстакаду с подъемными механизмами; в ряде случаев вместо башни предусматривают особое помещение с проходом в него либо со стороны нижнего бьефа, либо по специальной наклонной галерее, уложенной на верховой откос; б) с затворами в средней части водопропускного тракта (возможно

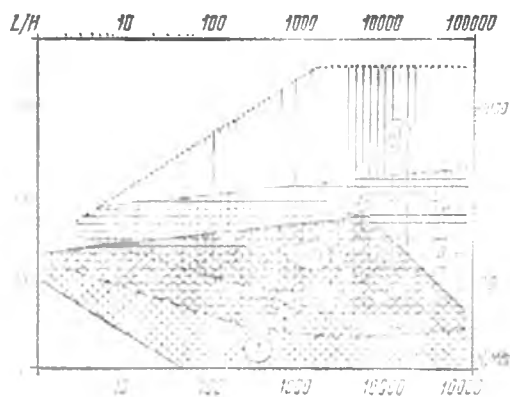


Рис. 6.2. Область преимущественного применения водосбросных сооружений в компоновках с глухими грунтовыми плотинами (В. М. Семенков):

I — туннельные водосбросы; II — береговые поверхностные и глубинные водосбросы; III — русловые водосбросные плотины с поверхностным переливом и глубинными отверстиями.

как в трубчатом, так и в туннельном водовыпусках с устройством башни управления или без нее); в) с затворами в конце водопропускного тракта (характерно для водовыпусков, работающих в напорном режиме, а также для туннельных и трубчатых водовыпусков с напорными трубопроводами внутри галерей).

Требования, предъявляемые к водовыпускам (водоспускам) гидроузлов, приведены в главе 4.1.

Основные типы водосбросов, используемых в компоновках с глухими грунтовыми плотинами, имеют определенные области преимущественного применения (рис. 6.2). Эти области на графике В. М. Семенкова показаны в зависимости от мощности сбросного потока $N = 0,0098QH$ (мВт) и относительной ширины речной долины L/H , где L и H — соответственно длина по гребню и высота плотины (м); Q — расчетный расход водосброса ($\text{м}^3/\text{с}$); H — перепад между УВБ и отметкой уровня воды в естественном русле в НБ при пропуске расчетного паводка с расходом Q (м). Наибольшее распространение в практике получили поверхностные водосбросы. В узких речных долинах при относительно небольших мощностях сбросного потока используют русловые поверхностные водосбросы; при больших мощностях преимущественно распространение получили береговые водосбросы. Туннельные водосбросы применяют в основном в относительно узких речных

долинах, чаще всего в комбинации с другими типами русловых и береговых водосбросов.

6.2. ОТКРЫТЫЕ БЕРЕГОВЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Открытые береговые водосбросы обычно располагают на одном из берегов реки. Если создание одного водосброса большой пропускной способности сопряжено с необходимостью производства больших объемов работ или неприемлемо по топографическим, геологическим или гидравлическим условиям, то иногда оказывается целесообразным рассредоточить сброс паводковых расходов по двум и более водосбросам, которые могут быть расположены на обоих берегах реки.

Ось водосбросного тракта берегового водосброса предпочтительно трассировать по водораздельным участкам склона, по возможности перпендикулярно горизонталям. Следует с особой осторожностью относиться к вариантам трассировки оси водосброса по понижениям эрозионного происхождения (балкам, оврагам и пр.), так как факт их возникновения свидетельствует об относительно неблагоприятных геологических и гидрогеологических условиях, а также о пониженных значениях показателей грунтов на этих участках речного берега. Очевидно, что вариант трассировки перпендикулярно горизонталям (рис. 6.3, а) более экономичен с точки зрения объемов земляных работ, чем вариант трассировки оси под углом к ним (рис. 6.3, б). При трассировке открытых береговых водосбросов по крутым косогорам (рис. 6.3, в) целесообразно назначать по возможности наименьшую ширину их транзитной (быстроточной или перепадной) части. Отмеченное обстоятельство часто реализуется в

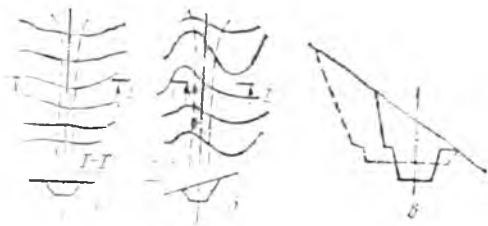


Рис. 6.3. Варианты трассировки оси открытого берегового водосброса по береговому склону: а — перпендикулярно горизонталям; б — под углом к горизонталям; в — широким или узким быстротоком.

форме сужающихся вниз по течению быстротоков, выгодных также и с позиции предупреждения образования катящихся волн (см. гл. 4.1). Входную часть береговых водосбросов выполняют как с затворами, так и без них. Опыт оптимизации водосбросных сооружений при глухих плотинах показывает, что регулируемые водосбросы с затворами оказываются обычно на 20 % дешевле аналогичных нерегулируемых водосбросов.

6.2.1. Водосбросы с лобовым подводом воды (фронтальные)

Транзитную часть таких водосбросов можно выполнить в виде быстротока или многоступенчатого перепада.

Транзитная часть в виде **быстротока**. При ограниченных возможностях формирования уровня в водохранилище, а также в тех случаях, когда топографические условия створа не позволяют развить прямолинейный фронт водосливного порога на достаточную длину, входной части берегового водосброса придают криволинейную, полигональную или лабиринтную (зигзагообразную) в плане форму (рис. 6.4). К этому случаю относится и мексиканский (веерный) тип головной части (рис. 6.5). При использовании регулируемых головных частей, которые, как правило, оказываются на 10...15 % дешевле нерегулируемых, следует учитывать, что: наличие затворов позволяет отказаться от устройства развитой головной части; маневрирование затворами в этих случаях следует осуществлять так, чтобы избежать нежелательных быстрых повышений уровня в нижнем бьефе; в районах с повышенной сейсмичностью следует учитывать возможность заклинивания затворов при сейсмическом толчке, что может привести к пелливу через гребень глухой плотины.

Для борьбы с образованием катящихся волн (см. гл. 4.1) применяют различные мероприятия, из которых можно выделить два основных направления: 1) предупреждение волнообразования; 2) ликвидация уже возникших волн специальными устройствами на транзитной или концевой части водосброса. Первое направление применяют при проектировании водосбросов; второе — как на проектируемых, так и на действующих водосбросах. Вол-

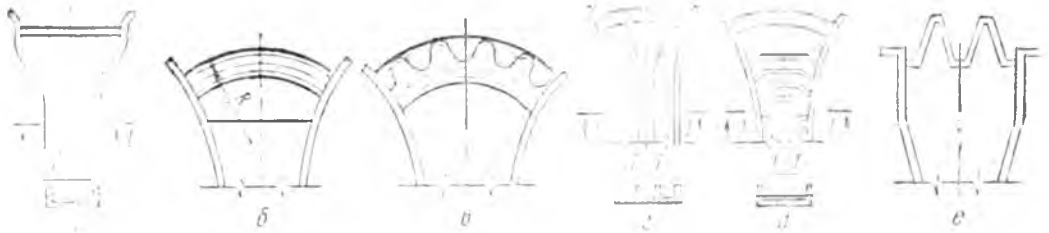


Рис. 6.4 Входные части открытых береговых водосборов:

а — сужающаяся с прямолинейным водосливным порогом; б — с циркульным очертанием порога; в — с зигзагообразным гребнем; г — с криволинейным гребнем при струйном быстротоке; д — сужающаяся с криволинейным гребнем и усиленной шероховатостью; е — с лабиринтным водосливным порогом.

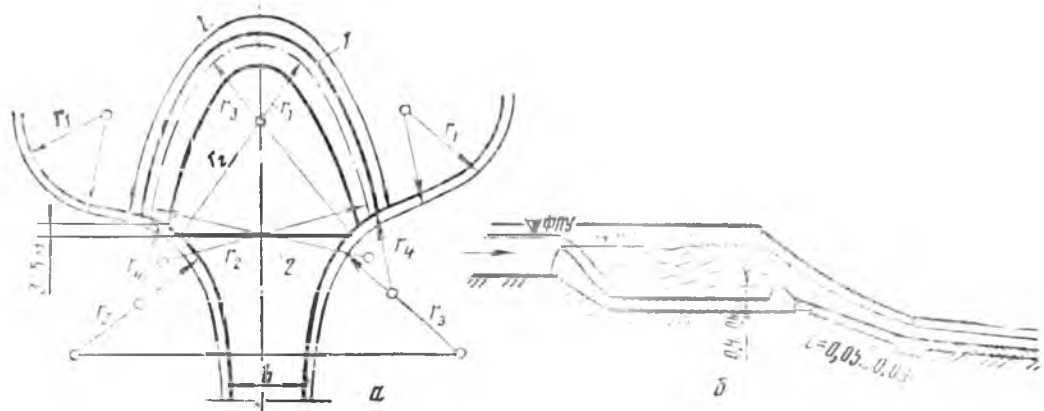


Рис. 6.5. Головная часть берегового водосбора мексиканского (верного) типа:

а — план; б — разрез по оси водосбора; 1 — ось водослива; 2 — контрольное сечение; L — длина водослива.

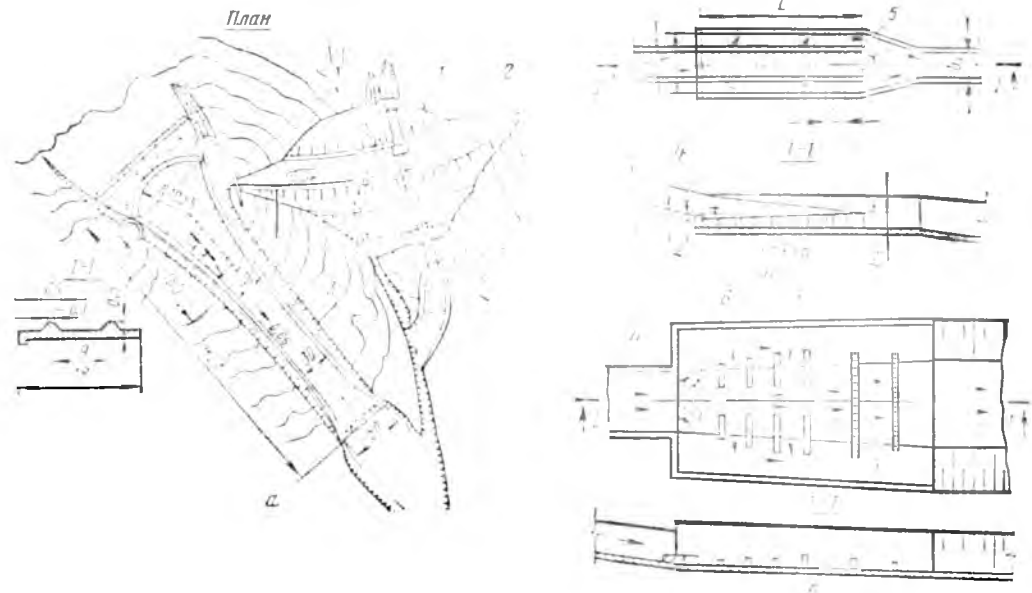


Рис. 6.6. Мероприятия по борьбе с волнообразованием в открытых водосборах:

а — сужающийся водосбор гидроузла Карлос Мануэль де Сеспедес (Эль Мата) с расчетным расходом 3660 м³/с; б, в, г — гасители потоков с катящимися волнами, установленные в концевых частях открытых водосборов соответственно «Зигзаг» Н. П. Лаврова; Н. П. Лаврова, Я. В. Бочкарева, А. В. Филончикова решетчатый трамплин; 1 — водовыпуск; 2 — грунтовая плотина; 3 — водосбор; 4 — быстроток; 5 — ребра нарастающей высоты; 6 — рассекатель; 7 — прорезная водобойная стенка.

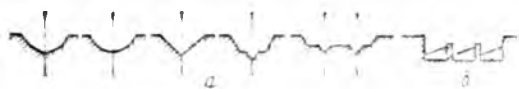


Рис. 6.7. Безволновые поперечные профили. Повороты:
a — варианты безволновых сечений открытых водосбросов; *б* — сечение струйного быстротока на повороте.

нообразование можно предупредить: использованием сужающихся в плане быстротоков (рис. 6.6, *a*); применением искусственной шероховатости; проектированием струйных быстротоков и быстротоков с безволновыми поперечными сечениями (рис. 6.7, *a*) и т. д. Ликвидация уже возникающих на транзитной части берегового водосброса катящихся волн достигается применением, например, решетчатых трамплинов и специальных гасителей в концевой части или сотовых гасителей на транзитном участке (рис. 6.6, *б*—*г*).

Искусственную шероховатость используют для борьбы как с катящимися, так и со стоячими волнами (косые прыжки, прыжки — волны). Усиленная шероховатость (см. рис. 6.4, *д*) является крайней мерой для управления режимом потока. При достаточно обоснованном назначении плановых очертаний транзитной части (см. гл. 4.2) водосброса и рациональном подборе гидравлического режима его работы в большинстве случаев можно отказаться от применения искусственной шероховатости. К ее недостаткам следует отнести: трудоемкость выполнения отдельных элементов шероховатости; быстрое разрушение этих элементов из-за естественного выветривания, абразивного истирания наносами и механических повреждений; необходимость увеличения высоты боковых стенок из-за уменьшения скоростей и увеличения глубин течения; ухудшение кавитационной обстановки на быстротоке (особенно при значительных скоростях набегания потока на ребра шероховатости) (см. гл. 4.3). Достоинствами искусственной шероховатости считают некоторое облегчение (в случае ее устройства на транзитном участке) условий гашения энергии потока в нижнем бьефе, а также ликвидацию мелких стоячих волн на переходных участках.

При проектировании транзитной части открытого берегового водосброса необходимо учитывать следующее: поворот потока на быстротоке мож-

но выполнить на участках как с бурным, так и со спокойным режимом течения. Поворот бурного потока рассчитывают специальными методами теории управления бурными потоками. Если дно быстротока на повороте имеет поперечный уклон, то поворот называется виражом. Дно виража в поперечном сечении может быть плоским или иметь кривизну. Вирази со значительной двоякой кривизной рассчитывают специальными методами теории управления двумерными бурными потоками (см. гл. 4.2). Если ось поворота является дугой окружности радиуса R , то угол наклона дна виража α определяют по формуле $\operatorname{tg} \alpha = v^2 / (gR)$. Для предотвращения обнажения дна у внутреннего борта обычно угол наклона дна α принимают несколько меньшим, чем для воды β (см. рис. 4.7, *б*), то есть $\beta > \alpha$. В широких быстротоках может оказаться целесообразным разделить поток на повороте на несколько частей отдельными стенками;

все переходные участки на трассе быстротока следует выполнять с плавными очертаниями, избегая изломов боковых стенок, приводящих к образованию косых волн;

по условиям устойчивости свободной поверхности и отсутствия стоячих волн, а также поперечной раскочки потока целесообразно проектировать быстротоки либо с прямоугольным поперечным сечением, либо с трапециевидальным, но имеющим крутые откосы бортов (1 : 0,5). Сечения с более пологими откосами ($m > 0,5 \dots 2$) — рациональные по условиям производства работ и экономии строительных материалов при нескальных грунтах, но они имеют существенные недостатки с точки зрения обеспечения благоприятного гидравлического режима работы транзитной части водосброса;

при существовании вероятности проскока волн из верхнего бьефа (из водохранилища) на транзитный участок водосброса необходимо соответствующим образом вести расчет плит быстротока и крепления концевой части;

бетонные плиты дна и подпорные стенки, обрамляющие быстроток, разрезают деформационными швами (рис. 6.8). Перехват поверхностного стока и грунтовых вод, которые при полном или частичном опоружении быстро-

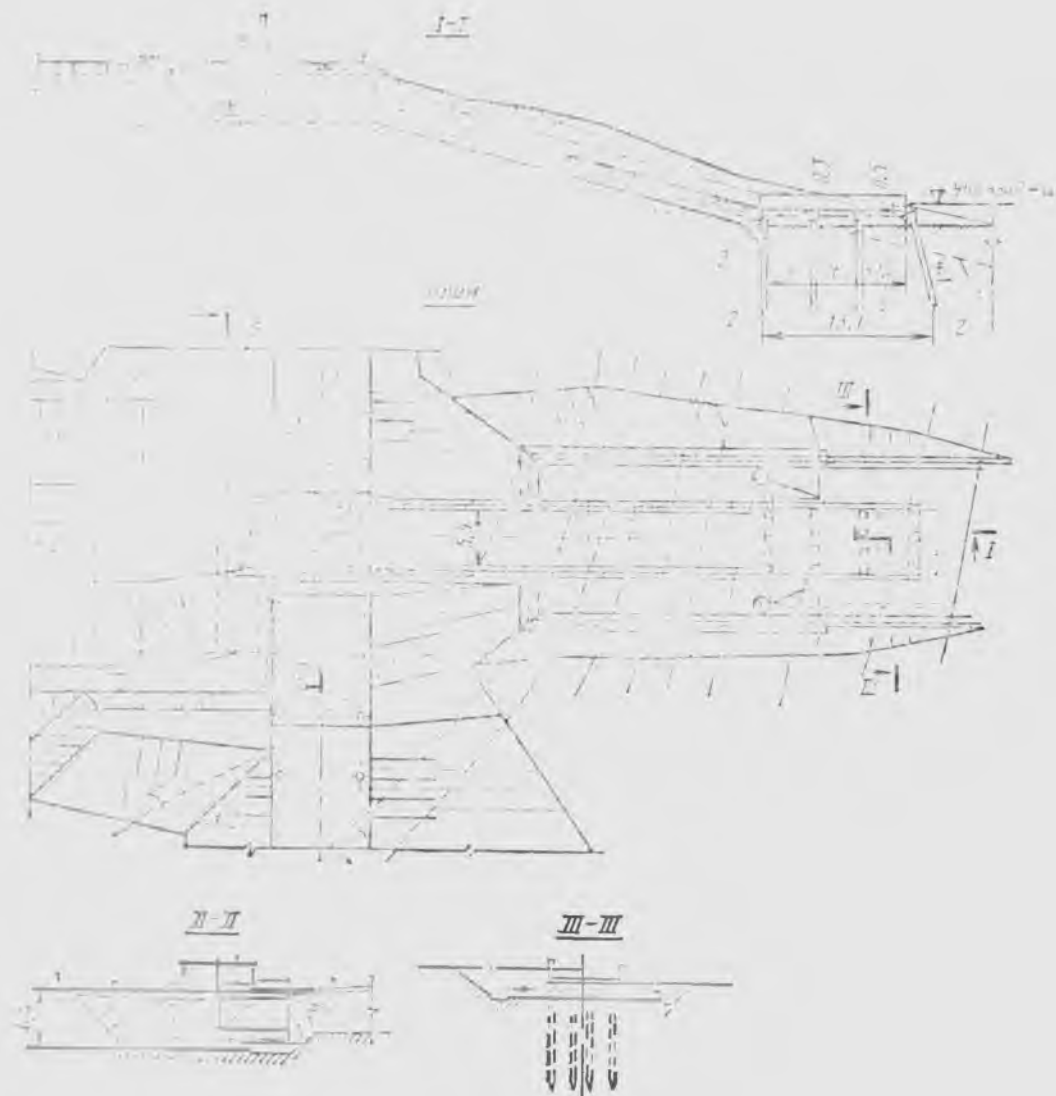


Рис. 6.8. Водосброс с быстротоком с расчетным расходом 26 м³/с:

1 — предполагаемая линия дна воронки размыва; 2 — сваи железобетонные; 3 — трубчатый дренаж:

тока будут вызывать дополнительное боковое и вертикальное давление соответственно на подпорные стенки и плиты дна, осуществляется дренажи, размещаемыми под дном быстротока и в грунте обратных засыпок. При расположении быстротока на набухающих грунтах или на основаниях, склонных к морозному пучению в зимний период, предусматриваются специальные меры (дополнительные дренажи, теплоизоляционные слои, слабые фундаменты, развитые вертикальные элементы подземного контура), обеспечивающие устойчивость и прочность его частей.

Транзитная часть в виде многосту-

пенчатого перепада. При значительных уклонах транзитной части водосброса целесообразно устраивать ее в виде многоступенчатого перепада (рис. 6.9), представляющего ряд горизонтальных участков (ступеней), сопрягаемых вертикальными или наклонными стенками. Длину каждой ступени назначают такой, чтобы падающая на нее с вышележащей ступени струя погасила часть своей энергии в толще потока или донным прыжком и перестроилась в спокойный поток, движущийся к следующей ступени. Скорости потока на ступенях в отличие от быстротока относительно невелики — 2...3 м/с. Число ступеней пере-

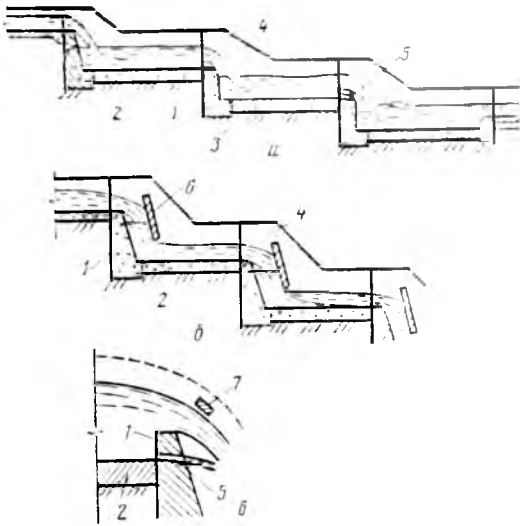


Рис. 6.9. Многоступенчатые перепады:

a — с вертикальными стенками; *б* — полунапорный; *в* — с расщепительной балкой; 1, 4, 6 — стенки соответственно падения, продольная, отбойная; 2 — водобой; 3 — водобойный колодец; 5 — сливное отверстие; 7 — расщепительная балка.

пада и соответственно высоту каждой из них (3...5 м) устанавливают на основе технико-экономического сравнения вариантов. Боковые и сопрягающие ступени стенки перепадов из монолитного бетона отделяют от горизонтальных плит ступеней деформационными швами с устройством в них уплотнений. Для уменьшения давления на боковые стенки грунт вдоль них на ширину призмы обрушения укладывают несколько ниже верха стенок, то есть засыпку не доводят до верха стенок, придавая им форму парапета. При конструировании перепадов необходимо обеспечивать подвод воздуха под свободнопадающую струю. В водосливных водобойных стенках на ступенях следует предусматривать устройство серии отверстий размером 0,1×0,1 м...0,2×0,2 м для опорожнения колодцев во время выключения перепада из работы.

Гидравлический расчет ступеней ведут известными методами, широко освещенными в технической литературе. Для усиления гашения энергии падающих струй на ступенях их дно иногда выполняют с обратным уклоном или устраивают на нем и на вышележащей стенке системы гасителей и расщепителей. Аналогичного эффекта можно достигнуть применением полунапорных перепадов и перепадов с расщепительными балками (рис. 6.9, б, в).

К достоинствам перепадов следует отнести возможность планового поворота ступеней относительно друг друга, что особенно важно при преодолении трассой водосброса крутых склонов. Недостатки перепадов: их сооружение связано с существенно большими объемами земляных и бетонных работ, чем при устройстве быстротоков; при возведении ступеней отсутствует возможность их расположения выше или несколько ниже уровня грунтовых вод; фильтрационное давление обуславливает значительную толщину плит и подпорных стенок ступеней. Все это удорожает перепад по сравнению с заменяющим его быстротоком. В ряде случаев оказывается целесообразным на одном участке водосброса делать быстроток, а на другом — с большим уклоном — перепад.

6.2.2. Водосбросы с боковым отводом воды от головной части (траншейные)

Для этого типа водосбросов характерно расположение водосливного фронта головной части вдоль горизонталей берегового склона (рис. 6.10); их обычно целесообразно устраивать в стесненных створах с крутыми бортами, сложенными скальными или полускальными породами, допускающими, чтобы откосы транзитного участка (быстротока) были выполнены вертикальными или со значительной крутизной. Головная часть траншейных водосбросов может быть как регулируемой, так и нерегулируемой. Фронт водосливного порога головной части может иметь значительную длину. Параметры траншеи устанавливают на основе расчета потока с переменным расходом по длине. Траншея имеет сложную схему гидравлической работы. В большинстве случаев итоги расчетов следует уточнять на основе результатов модельных исследований. Интенсивного гашения потока в траншее удается достигнуть обычно лишь после устранения интенсивного винтового движения потока параллельно фронту водосливного порога. Для этой цели применяют: криволинейные быки-стенки и плавно очерченную стенку и порог (см. рис. 6.10, в); косые донные пороги в траншее (см. рис. 6.10, г); чередующиеся через пролет водосливные носки, закручивающие поток в противоположную сторону (см. рис. 6.10, д)

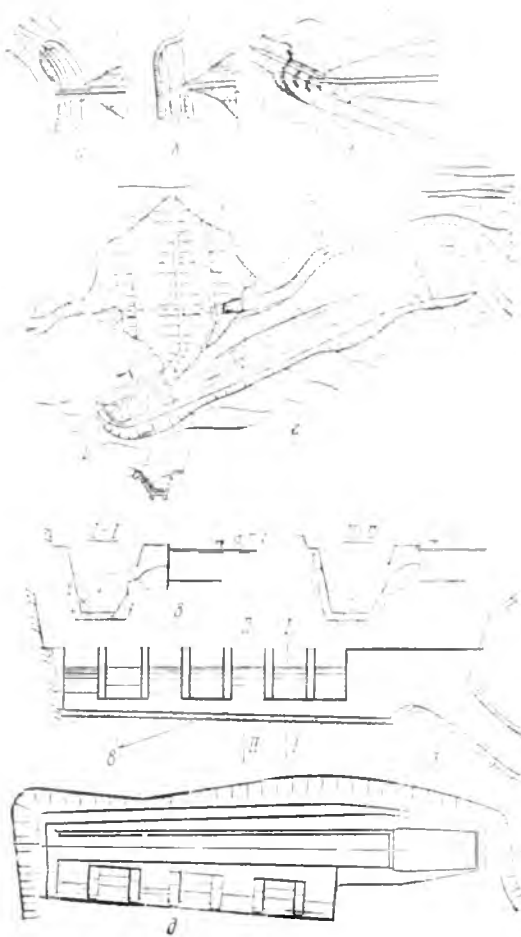


Рис. 6.10. Водосбросы с боковым отводом воды от головной части:

а-в — варианты расположения входной части; *г* — водосброс гидроузла Гиса (Куба); *д* — водосброс гидроузла Буи (Гана); *е* — бычки с криволинейной кормовой частью; *ж* — плавноочерченная стенка; *з* — порог; *и* — каменно-земляная плотина; *к* — рассеивающий трамплин; *л* — траншейный водосброс; *м* — косые в плане донные пороги; *н* — носки для устранения винтового движения.

и др. Достижению благоприятного гидравлического режима в траншее и на быстротоке во многом способствуют: порог или стенка на выходе из траншеи (прорезная или зубчатая стенка); искусственная шероховатость в начале быстротока; плавноочерченные стенки двойкой кривизны на переходном участке.

6.3. ЗАКРЫТЫЕ БЕРЕГОВЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Закрытые водосборы широко используют в составе компоновок основных сооружений средне- и высоконапорных гидроузлов, возводимых в стесненных скальных створах. Их приме-

нение позволяет иметь широкий фронт работ по возведению глухой грунтовой или бетонной плотины благодаря пропуску строительных расходов по подземным (трубчатым или туннельным) водоводам, а также снижению стоимости строительства за счет замены дорожного в этих условиях открытого берегового водосброса более дешевым закрытым. Ряд общих вопросов проектирования этих водосбросов рассмотрен в главе 4.1.

6.3.1. Трубчатые башенные водосбросы

В отдельных случаях закрытые водосбросы, размещаемые непосредственно в теле глухих плотин из грунтовых материалов, выполняют трубчатыми башенными. При небольших расходах и напорах в несколько метров применяют простейшие конструкции таких водосбросов (рис. 6.11, *а*) — с башнями постоянного поперечного сечения и допущением переходных гидравлических режимов работы. К трубчатым башенным водосбросам, построенным для пропуска больших расходов при значительных напорах относятся водосбросы гидроузлов Мингечаурского (СССР) и Ирил Эмда (Алжир) (рис. 6.11, *б*, *в*). Эти водосбросы запроектированы для работы с четко выраженным безнапорным режимом. Башенные трубчатые водосбросы могут быть и сифонными.

В сооружениях рассматриваемого типа важно обеспечить надежное уплотнение в деформационных швах между секциями труб и между башней и трубами с учетом возможных неравномерных осадок. Необходимо предусмотреть все меры для того, чтобы по контакту бетонных труб с материковым или насыпным грунтом не образовывались пути для контактной фильтрации, которая может привести к возникновению опасных фильтрационных деформаций. Избежать этого позволяют устройство развитых вертикальных элементов — выступов в местах стыков труб, а также установка специальных диафрагм (см. рис. 6.11, *а*, *б*).

6.3.2. Трубчатые ковшовые водосбросы

К закрытым водосбросам относятся трубчатые ковшовые водосбросы, имеющие входной оголовок в виде ков-

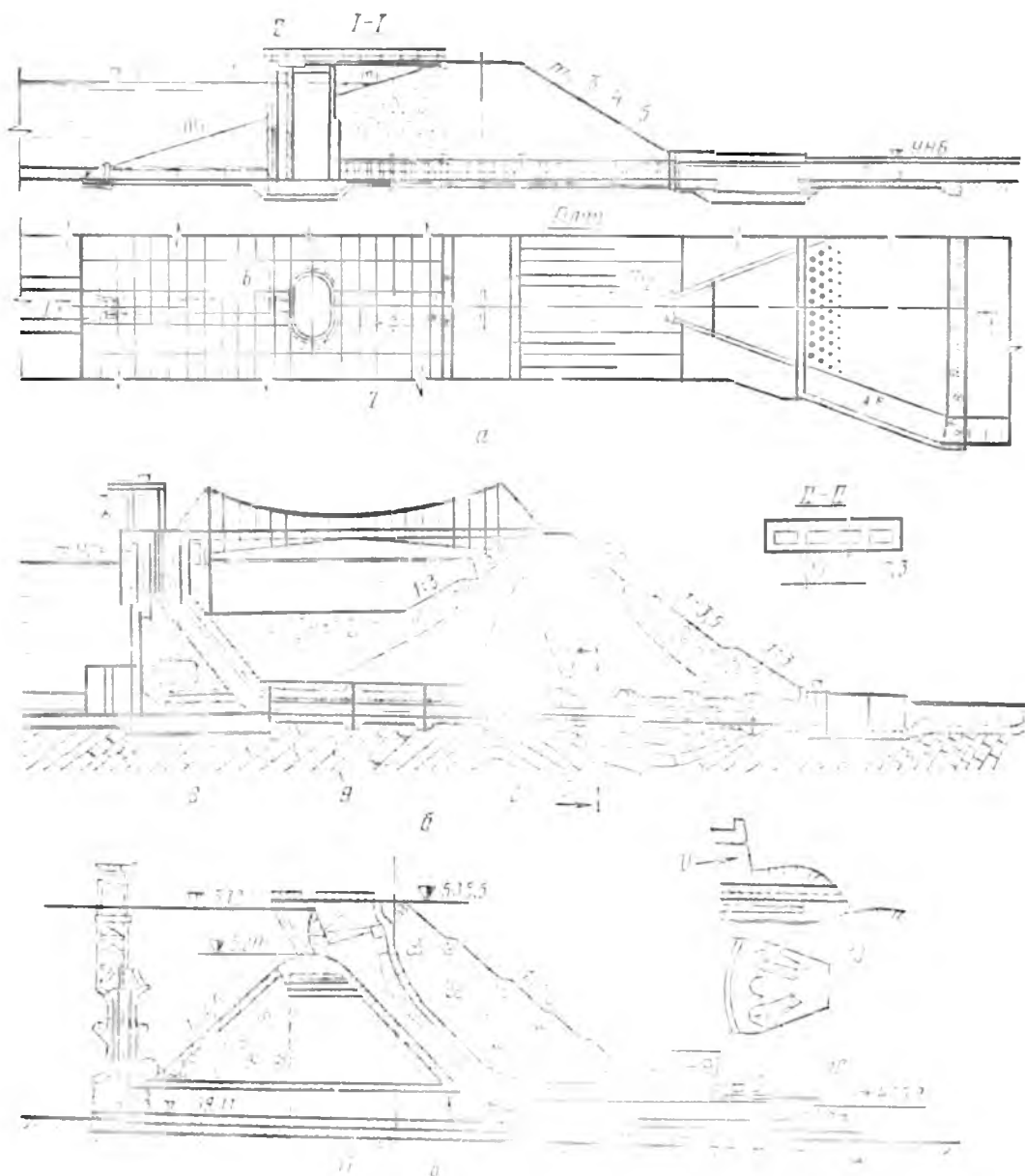


Рис. 6.11. Грубчатые башенные водосбросы:

a — для небольших расходов и напоров (типовой проект); *б* — Мингечаурского гидроузла; *в* — гидроузла Ирил Эмда (Алжир); 1 — сороудерживающая решетка; 2 — подъемник с ручным приводом; 3 — железобетонная диафрагма; 4 — температурно-осадочный шов; 5 — оклеечная гидроизоляция; 6 — камера затворов; 7 — шахта; 8 — глины; 9 — песчаники; 10 — носок-трамплин; 11 — слабые глинистые сланцы.

ша (рис. 6.12). Существуют как безнапорные, так и напорные ковшовые водосбросы с безвакуумными и вакуумными оголовками.

В безнапорных водосбросах ковшового типа реализуется идея развития водосливного фронта головной части увеличением длины сливной кромки ковша. В напорных ковшовых водо-

сбросах допускается поворот оси его трассы в плане. Концевую часть водосбросов этого типа устраивают в виде носка трамплина или колодца-гасителя. Ковшовые сооружения нашли широкое распространение в качестве водосбросов небольших прудов (расход до 20 м³/с) колхозов и совхозов Нечерноземной зоны РСФСР.

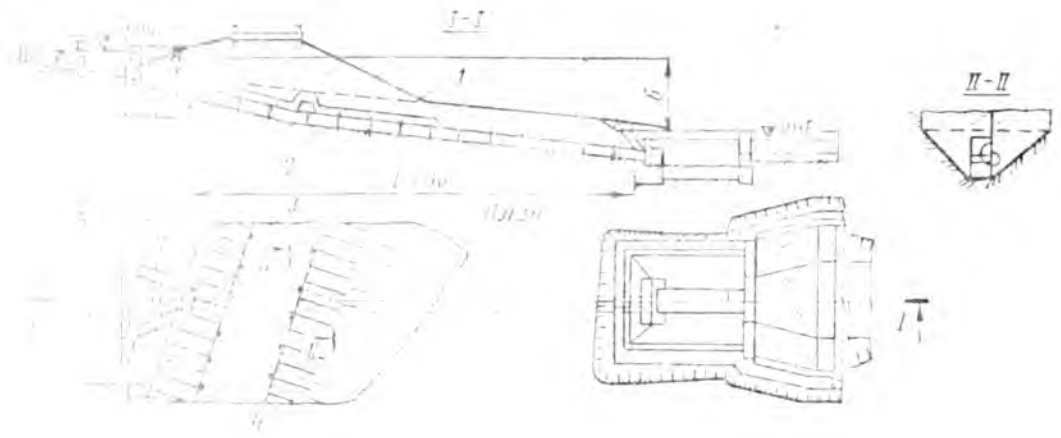


Рис. 6.12. Трубчатый ковшовый водосбор:

1 — поверхность земли; 2 — железобетонные трубы; 3 — надолбы; 4 — ось плотины.

6.3.3. Сифонные водосборы

Сифонные водосборы (рис. 6.13) автоматически включаются в работу при повышении уровня верхнего бьефа сверх заданного. Гребень сифона для этой цели располагают на отметке нормального подпорного уровня. При устройстве нескольких сифонов их гребни располагают на различных отметках выше уровня НПУ, что позволяет включаться им в работу последовательно, по мере нарастания расхода. Сифон начинает устойчиво работать

полным сечением тогда, когда уровень в верхнем бьефе превысит отметку гребня сифона на 0,2...0,3 м. При этом в трубу сифона перестает поступать воздух через специальные отверстия 1 (см. рис. 6.13), вследствие чего он выключается из работы как обычный водослив. Включение сифона — переход его в напорный режим работы обеспечивается созданием в нем вакуума, что может быть достигнуто за счет выноса потоком, движущимся через сифон, воздуха. С верхней стороны сифон автоматически изолируется от атмос-

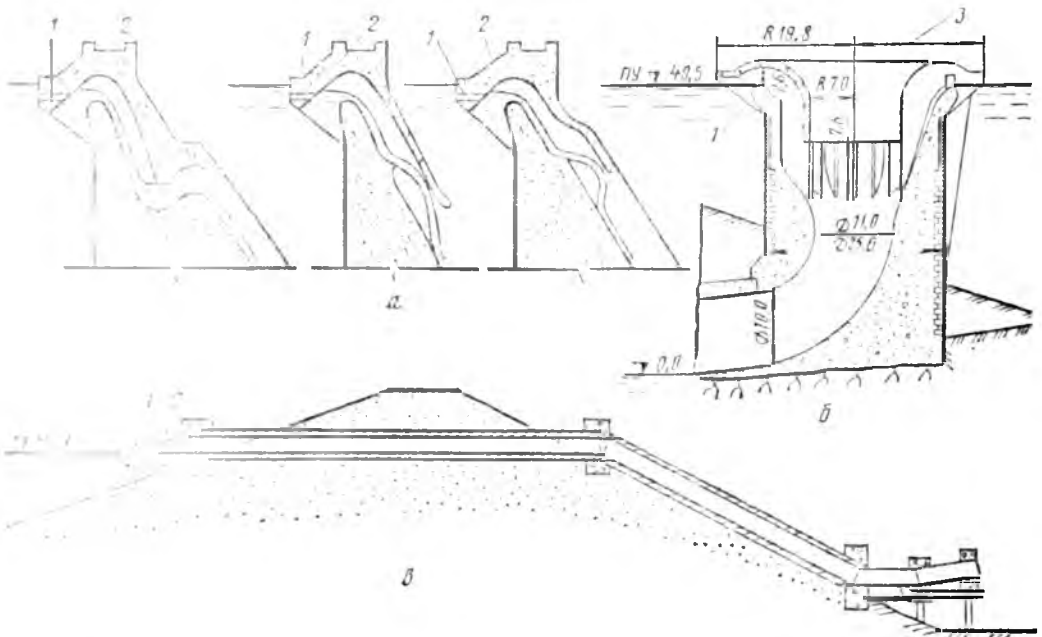


Рис. 6.13. Сифонные водосборы:

1 — специальные отверстия; 2 — капор; 3 — разрез по отверстию для сброса сора.

феры кромкой входного отверстия (капором) 2. Со стороны нижнего бьефа выходное отверстие сифона либо заглубляют под уровень, либо доступ воздуха предотвращают водяной завесой, создаваемой с помощью носка, отклоняющего поток в сторону потолка нисходящей ветви сифона, или приданием нисходящей ветви обратного наклона. Воздух из замкнутого пространства выносится струей воды, сифон заряжается — начинает работать напорно.

Режим зарядки можно улучшить развитием козырька капора или устройством специальной забральной стенки (см. рис. 6.13). Помимо автоматических устройств для зарядки сифона, существуют специальные зарядные устройства, эжекторы, гидравлические затворы и др., позволяющие ускорить включение сифона.

Коэффициент расхода сифонных водосбросов достигает значений 0,75...0,82.

Высоты горловых сечений (над гребнем) назначают до 2 м, удельные расходы — до 15...25 м³/(с·м); площадь входного сечения в 2...3 раза больше горлового. Ширина проточной части одной секции $b=1,5...2,5 a$, где a — высота горлового сечения. Уменьшение ширины b до $b < a$ приводит к уменьшению коэффициента расхода. Кромку капора заглубляют под расчетный уровень на значение скоростного напора. Высота входного сечения $a_{вх}=2a$.

Крупный туннельный башенный водосброс гидроузла Батанг Паданг с сифонами на гребне башни (см. рис. 6.13, б) рассчитан на расход 1 104 м³/с при напоре над гребнем 1,06 м и состоит из 14 сифонных секций.

Сифоны можно выполнять как самостоятельные водосбросы и как головные части комбинированных водосбросов. Существуют типовые проекты трубчатых сифонных водосбросов, выполненных в виде трубопроводов, уложенных в тело грунтовой плотины (перепад между бьефами до 6 м) (см. рис. 6.13, в).

К достоинствам сифонов относят автоматизм их действия, пропуск расходов при малых высотах призмы форсировки (0,1...1 м), возможность сооружения водосброса после введения в эксплуатацию глухой грунтовой плотины, а также возможность использо-

вания сифонов при реконструкции водосбросов в целях увеличения их пропускной способности. Недостатки сифонов: сложность эксплуатации в зимний период и при необходимости пропуски льда и других плавающих предметов; вибрации отдельных частей; значительные давления и вакуумы на поверхностях крутых изгибов труб сифона при высоких скоростях течения в нем; необходимость в применении сложной опалубки и существенного армирования стенок. Максимальный вакуум в сифоне не должен превышать допустимого из условий предупреждения возникновения кавитации. Во избежание неблагоприятных режимов работы сифона, вызывающих вибрации его элементов, конструкция сифонного водосброса должна иметь устройства, обеспечивающие его работу без неблагоприятных гидродинамических воздействий, что достигается изменением содержания воздуха в воде, в значительном диапазоне изменении расходов (аэрационные воздуховоды).

6.3.4. Туннельные водосбросы

Туннельные водосбросы широко используют в составе компоновок гидроузлов, располагающихся в узких скальных створах. Целесообразность устройства такого водосброса в каждом конкретном случае зависит от целого комплекса факторов. В общем случае задачу решают на основании технико-экономического сравнения вариантов.

На особо крутых склонах применяют туннельные водосбросы с головной частью, предусматривающей боковой отвод воды. — траншейного типа (рис. 6.14, а). На уположенных участках склона строят водосбросы с лобовым подводом воды к входному сечению туннеля (рис. 6.14, б). При наличии на склоне участков, удобных для размещения кольцевой воронки, устраивают шахтные водосбросы с входной частью в виде вертикальной или наклонной шахты (рис. 6.14, в). Одно из условий применения шахтного водосброса — наличие возможности подключения его к строительному туннелю. Устройство наклонной шахты обычно бывает вызвано отнесением поверхностной воронки от строительного туннеля по топографическим или геологическим условиям. В отдельных слу-

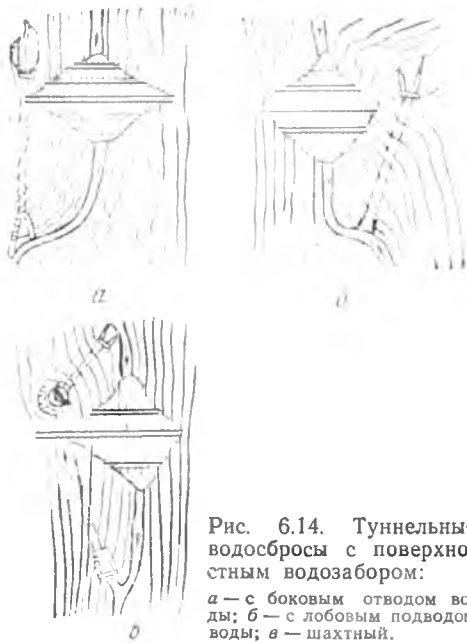


Рис. 6.14. Туннельные водосбросы с поверхностным водозабором:
а — с боковым отводом воды; *б* — с лобовым подводом воды; *в* — шахтный.

чаях всю шахту или часть ее заменяют башней (башенные туннельные водосбросы). Перечисленные туннельные водосбросы относятся к водосбросам с поверхностным водозабором.

Помимо них, существуют водосбросы с глубинным водозабором (рис. 6.15). Такие водосбросы можно устраивать в несколько ярусов; это позволяет осуществлять значительную трансформацию расходов строительных и расчетных паводков, а также одновременное использование их в качестве водовыпусков и водоспусков. При одном и том же повышении уровня воды в водохранилище приращение рас-

хода воды у водосброса с глубинным водозабором меньше, чем с поверхностным, то есть ошибка в прогнозировании расчетного расхода паводка для первого более опасна. Для гидроузлов с глухими грунтовыми плотинами этот факт имеет особое значение, так как перелив через их гребень недопустим. При заглубленном положении входных оголовков затворы водосброса испытывают большое давление, увеличивается сила трения в их опорах, возрастает грузоподъемность механизмов маневрирования затворами. Все это приводит к ограничению глубины местоположения входного оголовка водосброса.

Туннельные водосбросы могут быть напорными или безнапорными. Водосбросы с поверхностным водозабором (с лобовым подводом, с боковым отводом) обычно проектируют безнапорными на всей длине водопропускного тракта. Шахтные и башенные водосбросы, как правило, имеют безнапорный режим на значительной части водосбросного тракта, но бывают и напорными. В водосбросах с глубинным водозабором нередко применяют схему с расположением регулирующих затворов в начальной части туннеля — на некотором удалении от входа (чтобы не устраивать дорогой башни управления). Такое расположение затворов вызывает необходимость предусматривать мероприятия для защиты от кавитации на участке ниже затвора, где имеют место высокие скорости течения. С гидравлической точки зрения затворы эффективнее размещать



Рис. 6.15. Туннельный водосброс с глубинным водозабором:
а — схема водосброса; *б* — оголовки, устраняющие возникновение неблагоприятных переходных режимов течения; 1, 3 — входной и выходной порталы; 2 — камера затвора.

на концевом участке водосброса, располагая последний выше уровня нижнего бьефа (чтобы не затапливать выходное отверстие). Такая схема позволяет улучшить кавитационную обстановку у затворов, стабилизировать гидравлический режим, допустить наличие поворотов трассы в плане. Однако в статическом отношении эта схема уступает схеме с расположением затворов на начальном участке, так как существенно удорожается обделка, увеличиваются нагрузки на затвор, растет масса затворного узла, ухудшается сопряжение с нижним бьефом, затрудняются условия маневрирования затвором в зимнее время.

Туннельные водосбросы целесообразно проектировать прямолинейными в плане (см. рис. 6.14). Если все же поворот трассы необходим, то его допускается принимать не более 60° , а радиус закругления оси туннеля на повороте — не менее пяти протетов туннеля в свету (при скоростях потока в туннеле до 10 м/с). При больших скоростях течения в туннеле (более 10 м/с) углы поворотов и радиусы закруглений принимают на основании результатов модельных гидравлических исследований. Начальный и концевой участки криволинейной трассы туннелей проектируют прямолинейными на длину, равную пролету выработки, то есть не менее 6 м. Размеры поперечного сечения туннельного водосброса принимают: в интервале 2...6 м — через 0,5 м; 6...15 м — через 1 м. Минимальные размеры поперечных сечений в свету: без обделки — ширина 2 м, высота 2,5 м; с обделкой — ширина и высота 2 м; минимальная площадь поперечного сечения — 4 м². Размеры назначают с учетом возможностей размещения строительного оборудования и правил техники безопасности при строительстве подземных гидротехнических сооружений. Форму и размеры поперечного сечения туннеля следует устанавливать на основе технико-экономического сравнения вариантов. При проектировании водосбросов с траншейной поверхностной головной частью (см. рис. 6.14, а) сохраняются все требования, отмеченные при рассмотрении водосбросов с открытой транзитной частью, и усиливается требование выравнивания поверхности потока при входе на транзитную туннельную часть во избежа-

ние возникновения в туннеле частично напорного режима или же необходимости в чрезмерно большом увеличении высоты поперечного сечения туннеля.

При проектировании и расчетах транзитных частей туннельных водосбросов руководствуются следующими рекомендациями:

при нормальных условиях эксплуатации водосброса следует обеспечить устойчивый и гидравлически ясный режим потока — напорный или безнапорный;

допустимость переходного, частично напорного режима должна быть обоснована специальными расчетами и гидравлическими модельными исследованиями;

для водосбросов, работающих в широком диапазоне колебаний расходов и уровней в бьефах, следует выбрать такую схему, при которой на участке до затворов обеспечивается устойчивый напорный режим, а на отводящем участке — устойчивый безнапорный;

устойчивый безнапорный режим обеспечивается одним или несколькими мероприятиями: увеличением высоты сечения отводящего участка туннеля или уменьшением высоты отверстий камеры затворов, повышением высоты выходного сечения туннеля по отношению к уровню нижнего бьефа, увеличением уклона дна отводящего участка, подводом воздуха в начало безнапорного участка, односторонним ожатием ствола (в шахтных и пашенных водосбросах — см. ниже) перед коленом или относительно резким подъемом свода отводящего туннеля с подачей воздуха в начало безнапорного участка;

возникновение неустойчивого частично напорного режима течения в туннельном водосбросе сопровождается перемещением по туннелю полостей (пробок) воздуха. При этом могут иметь место существенные пульсации давления на туннельные обделки. Плавная «зарядка» и «разрядка» водоподводящего тракта позволяет избежать возникновения частично напорного режима. Для этой цели предусматривается устройство специального входного оголовка (конструкции Н. П. Розанова и Ш. А. Бабукова), обеспечивающего необходимый режим «зарядки» и «разрядки» туннельного

Илл. № 7

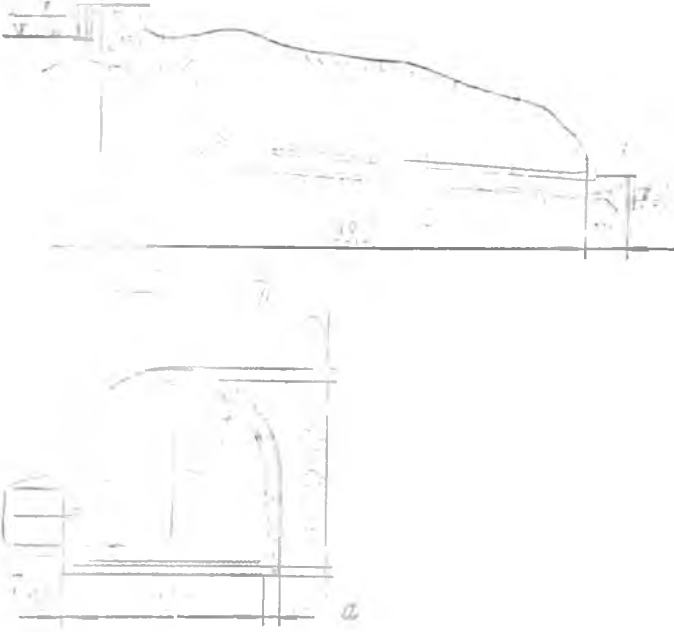
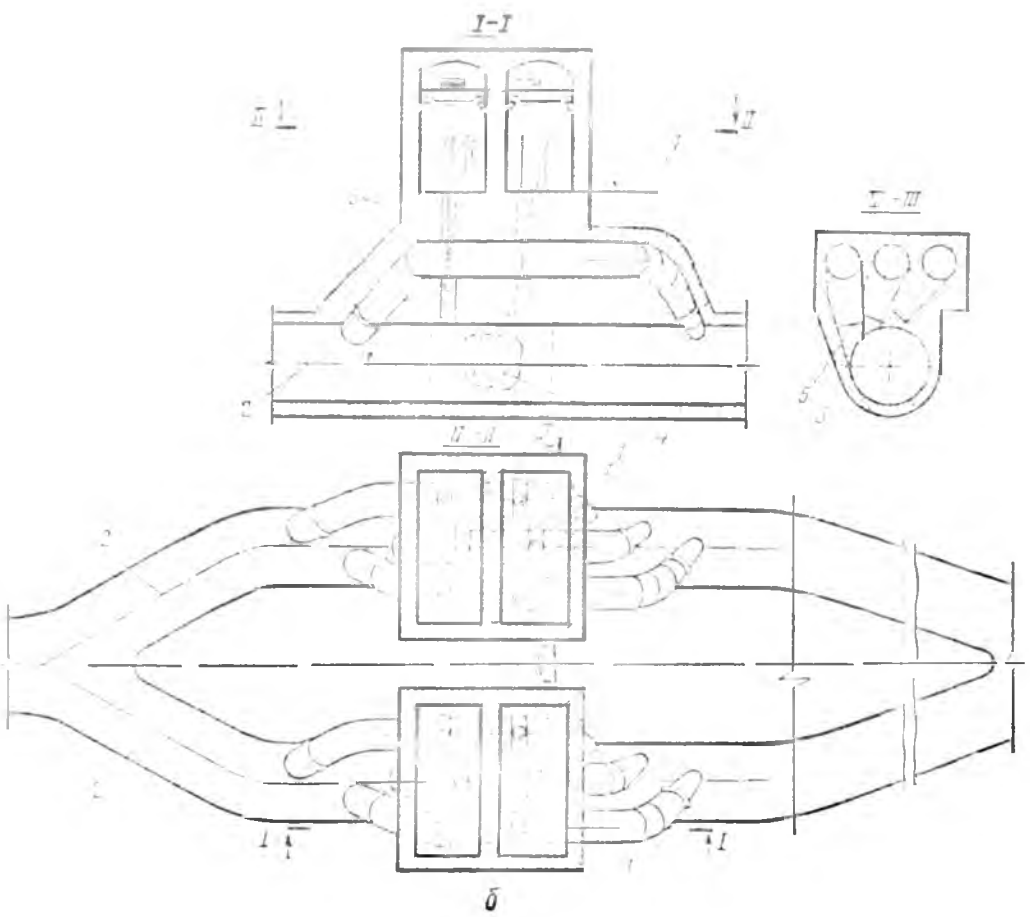


Рис. 6.16. Туннельные водосбросы. Безнапорный туннельный водосброс с лобовым подводом и поверхностным забором воды (а) и водосброс с закруткой потока (б):

- 1 — входной оголовок; 2 — туннель; 3 — концевое сооружение; 4 — бетон; 5 — арматура; 6 — железобетонные анкеры временной крепи; 7 — анкеры постоянной обделки; 8 — устройство для тангенциального подвода воды; 9 — туннели; 10 — плоские затворы; 11 — пробка; 12 — патрубок; 13 — отражатель.



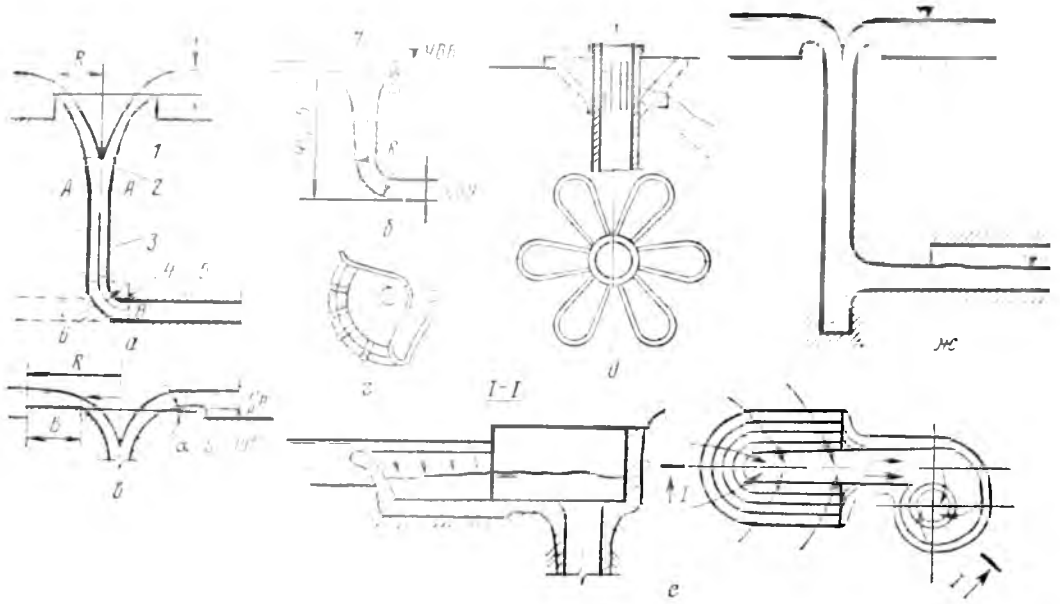


Рис. 6.17. Шахтные туннельные водосбросы:

a — с воронкой практического профиля и цилиндрической шахтой; *б* — с опускающим цилиндрическим затвором; *в* — с плоским гребнем (слева) или конической вставкой (справа); *г* — с неполной кольцевой воронкой; *д* — с лестничной воронкой (маргаритка); *е* — со спиральной камерой; *ж* — с глубоким шахтным колодезем; *1* — воронка; *2* — переходный участок; *3* — шахта; *4* — колено; *5* — отводной туннель; *6* — пробка; *7* — цилиндрический затвор.

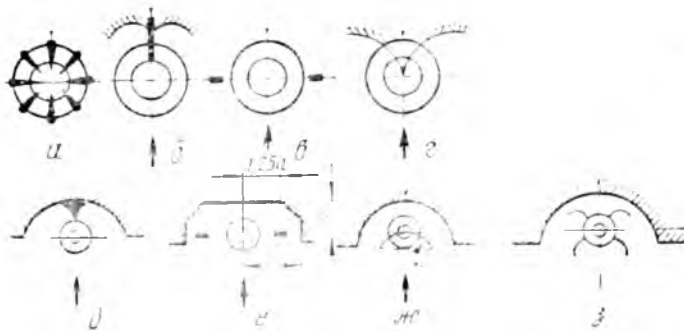


Рис. 6.18. Схемы противоводоворотных устройств.

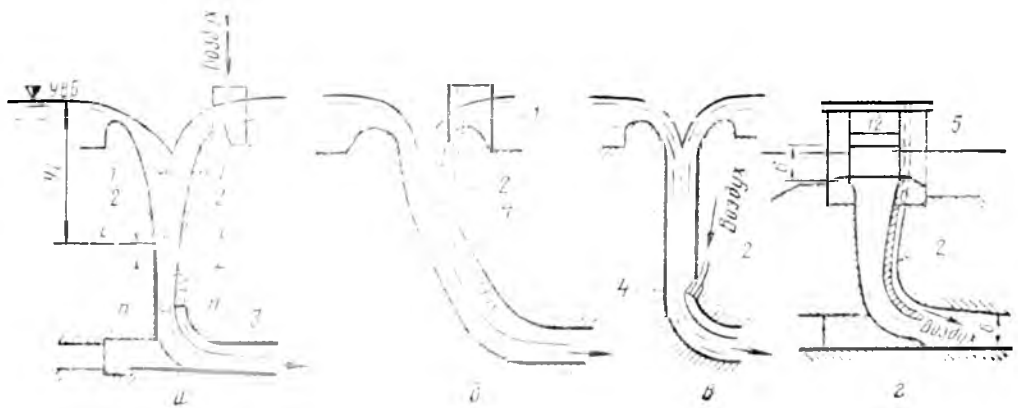


Рис. 6.19. Схемы шахт и колен шахтных водосбросов:

1 — бычок; *2* — воздуховод; *3* — противовакуумный уступ; *4* — носок-отклонитель струи; *5* — цилиндрический затвор.

водосброса при смене режима расходов (рис. 6.15, б);

длинные безнапорные отводящие участки, характеризующиеся отношением длины к высоте туннеля, более 10, и числом Фруда ($F_r = v/\sqrt{gR}$) более 10, следует всегда оборудовать устройствами для подачи воздуха в начало безнапорного участка (см. гл. 4.1);

для борьбы с вибрацией и кавитацией затворов и прилегающих к ним участков следует использовать аэрацию пространства за затворами;

облегчить кавитационную обстановку в туннеле и на участках за затворами можно использованием закрутки потока, создаваемой: тангенциальным подводом воды к туннелю; использованием специальных вихревых затворов; использованием закручивающих устройств с плоскими затворами и др. (рис. 6.16, б); эффект от закрутки можно усилить при одновременной закрутке в двух и более туннелях, с последующим сведением этих туннелей к специальным участкам гашения энергии;

облегчить условия гашения потока на конечном участке туннеля можно использованием схемы гашения энергии внутри туннеля с помощью специальных гасительных расширительных камер между двумя бетонными пробками со встроенными в них затворами. Шахтные туннельные водосбросы состоят (рис. 6.17) из подходного участка, воронки, переходного участка, шахты, колена, отводящего туннеля и конечной части. Для создания благоприятных гидравлических условий работы шахты необходимо иметь такую конструкцию подходного участка и входной части водосброса, которая обеспечит поступление потока в шахту без закручивания в плане, вызывающего уменьшение пропускной способности сооружения. Для этого главную часть водосброса образуют специальными противоводоворотными устройствами (рис. 6.18) в виде быков и стенок, придавая надлежащее очертание и бортам скальной выемки. Существуют, однако, и водосбросы, у которых специально создается устойчивое закручивание потока при входе его в шахту. Их делают с входной воронкой в виде спиральной камеры, иногда называемой вихревой (см. рис. 6.17, е). Достоинство этих водосбросов заключается в образовании в вер-

тикальной шахте закрученного потока, создающего избыточное положительное давление на ее обделку (отсутствие вакуума). Следует учитывать, что эти водосбросы имеют габаритные размеры большие, чем у обычных шахтных водосбросов, а режим работы колена и отводящего туннеля сложнее в гидравлическом отношении.

Шахтные водосбросы могут быть регулируемы (с затворами на гребне) (см. рис. 6.17, б, г, 6.19, г) и нерегулируемы (см. рис. 6.17, а, в, д, е, 6.19, а—в). Большинство существующих шахтных водосбросов построено нерегулируемыми, что в значительной степени связано с трудностью размещения наиболее распространенных типов затворов на криволинейном гребне. При обжатых габаритах входной воронки на ней можно разместить вертикальный цилиндрический затвор. Такой затвор положительно зарекомендовал себя в эксплуатации на водосбросе гидроузла Хамиз (Алжир) (см. рис. 6.19, г) в отличие от более дорогого и сложного опускного цилиндрического затвора гидравлического действия, примененного на гидроузле Оуахи (США) (см. рис. 6.17, б).

По форме гребня в плане водосливные воронки разделяют на кольцевые — полные (см. рис. 6.17 и 6.19), неполные (см. рис. 6.17, г) и лепестковые («маргаритки») (см. рис. 6.17, д).

Различают также воронки практического обжатого профиля, которые применяют при $R:H_p \leq 5$, где H_p — расчетный напор (см. рис. 6.17, а), и воронки с плоским гребнем (конической вставкой), для которых обычно $R:H_p \geq 7$ и $R:H_p \approx 2 \dots 2,5$ (см. рис. 6.17, в). Первые могут иметь различные очертания (как безвакуумные, так и вакуумные): параболические, эллиптические и др.; коэффициент расхода для них обычно составляет 0,46...0,49, он зависит от условий подхода и уменьшается с увеличением отношения $H_p:R$. Для вторых значение коэффициента расхода существенно ниже — 0,36...0,38. Выбор типа воронки в значительной степени зависит от топографических условий.

Схема шахтного водосброса с вертикальной цилиндрической шахтой (его гидравлический расчет разработан А. Н. Ахутиным и А. И. Севко) представлена на рисунке 6.17, а. Расчет водосброса ведут на напорную работу вертикальной шахты и отводяще-

го туннеля при расчетном расходе. Такую схему шахтного водосброса не рекомендуется использовать, так как она обладает рядом существенных недостатков:

при расходах, меньших расчетного, в зоне $A-A$ сопряжения переходного участка с шахтой возникает значительный вакуум, а в отводящем туннеле возможны неблагоприятные переходные режимы;

на поверхности $B-B$ колена может возникать значительный вакуум, а для снижения его до допустимых пределов требуется большой радиус колена, что ведет к неконструктивному решению. Для устранения этих недостатков вертикальную шахту целесообразно устраивать сужающейся книзу, а в колене делать противовакуумный уступ (рис. 6.19, a), отодвигая выпуклую стенку от потока и подводя в колено воздух по трубе; отводящий туннель следует проектировать на безнапорную работу при всех расходах (не допуская и затопления выходного сечения). Поперечные сечения сужающейся книзу шахты приближенно можно

рассчитать путем последовательного рассмотрения сечений $1-1$, $2-2... i-i... n-n$ (см. рис. 6.19, a) с определением их площадей по формуле для расчетного расхода Q_p в трубе переменного сечения:

$$Q_p = \mu_i \omega_i \sqrt{2gy_i}, \quad (6.1)$$

причем

$$\mu_i = 1 / \sqrt{\xi_{\text{вх}} \left(\frac{v_i}{\omega_i} \right)^2 + \sum_{j=1}^i \frac{C_{\text{ср}} R_{\text{ср}}}{\omega_j^3} - \alpha_i}, \quad (6.2)$$

где $\xi_{\text{вх}}$ — коэффициент сопротивления входа; $\xi_{\text{вх}} = 0,05...0,1$; $C_{\text{ср}}, R_{\text{ср}}, \omega_{\text{ср}}$ — средние значения соответственно коэффициента Шези, гидравлического радиуса и площади поперечного сечения для данного участка длиной l ; $\alpha = 1,1$.

Шахты в этом случае остаются практически безвакуумными и при $Q < Q_p$. Коническая шахта по указанным соображениям (при работе с $Q < Q_p$) рациональна и в случае напорной работы отводящего туннеля при Q_p .

Главный недостаток сужающихся книзу шахт — усложнение условий производства работ. Из-за этого в ряде

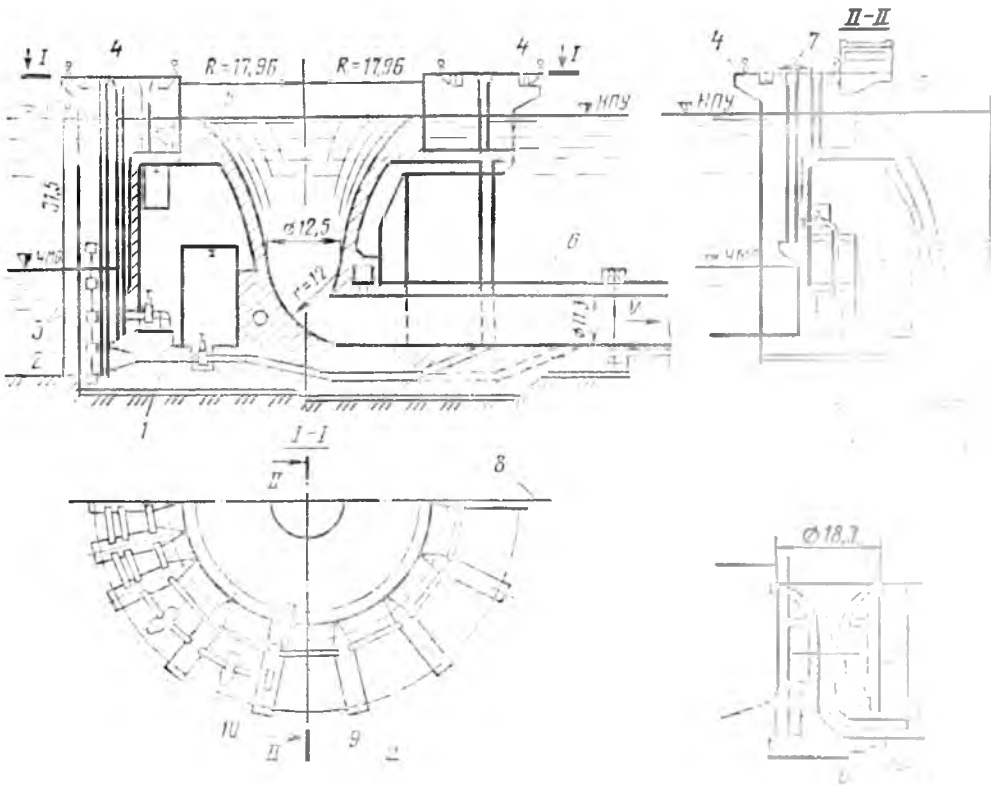


Рис. 6.20. Башенные водосбросы:

a — Артемовского гидроузла (СССР); b — гидроузла Аконгтвен (Англия); 1 — водоспуск; 2 — водовыпуск; 3 — грубая решетка; 4 — быки; 5 — кольцевой водовод; 6 — отводящая галерея, переходящая в туннель; 7 — люк лифта; 8 — ось отводящей галереи; 9 — лестничный павильон; 10 — лифт.

случаев шахту проектируют цилиндрической, но ее выходное отверстие сжимают носком — отклонителем струй (см. рис. 6.19, *в*), обеспечивая безнапорный режим потока в колене и туннеле. В этом случае работа шахты при $Q < Q_p$ все же остается не вполне определенной. В наклонных шахтах (см. рис. 6.19, *б*) безнапорный режим обеспечивается аналогичным путем.

В последние годы разработан новый тип шахтных водосбросов с глубоким шахтным колодцем (колодцем-стаканом) (см. рис. 6.17, *ж*).

Рассмотренные решения по созданию безнапорного режима в туннеле (специальное обжатие сечения водосбросного тракта перед коленом или устройство носка-отклонителя) нашли применение и в современных конструкциях башенных туннельных водосбросов (рис. 6.20, *а*). Если головная часть туннельного водосброса выполнена в виде башни, переходящей в шахту (рис. 6.20, *б*), его иногда называют башенно-шахтным.

Концевую часть безнапорных туннельных водосбросов часто устраивают в виде носка-трамплина. В напорных туннельных водосбросах концевую часть оборудуют рабочим затвором (нередко конусным, игольчатым или игольчатым конусно-струйным), располагаемым в конце туннеля.

6.4. ПРОПУСК ПАВОДКА ЧЕРЕЗ ОСНОВНЫЕ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ (ЕСТЕСТВЕННЫЕ) ВОДОСБРОСЫ

Крупные гидроузлы с глухими плотинами из грунтовых материалов обычно имеют водосбросы большой пропускной способностью. Стоимость таких сооружений весьма высока, и при этом может оказаться, что за весь период существования гидроузла водосброс ни разу не будет работать на полную мощность. В связи с этим часто предусматривают несколько водосбросов: один основной, который будет работать достаточно часто, и один или два резервных, которые будут работать редко или вообще не будут работать за весь период существования гидроузла. Резервные водосбросы стремятся делать простыми и дешевыми. При проектировании основного водосброса, рассчитанного, например, на пропуск паводковых расходов повторя-



Рис. 6.21. Гидроузлы с основными и вспомогательными водосбросами:

а — гидроузел Эппалок (Австралия); *б* — гидроузел Бокс Бьют (США); 1, 5 — резервные водосбросы (второй) с размываемой дамбой («плавкая вставка») и (первый) с выемкой в скале; 2 — основной водосброс; 3 — река; 4 — башенный водоспуск; 6 — гравий, песок и глины миоцена; 7 — песчаники и сланцы, выветренные и разрушенные; 8 — базальт; 9 — размываемый грунт тела перемычки; 10 — разделительные бетонные бычки.

емостью один раз в 100 лет ($p=1\%$), к нему предъявляют обычные для таких сооружений требования.

Устройство основного и вспомогательного водосбросов можно проиллюстрировать на примерах гидроузлов Эппалок в Австралии и Бокс Бьют в США (рис. 6.21). Основной водосброс гидроузла Эппалок выполнен в виде открытого берегового водосброса, имеющего в концевой части водобойный колодец. Он рассчитан на расход по-

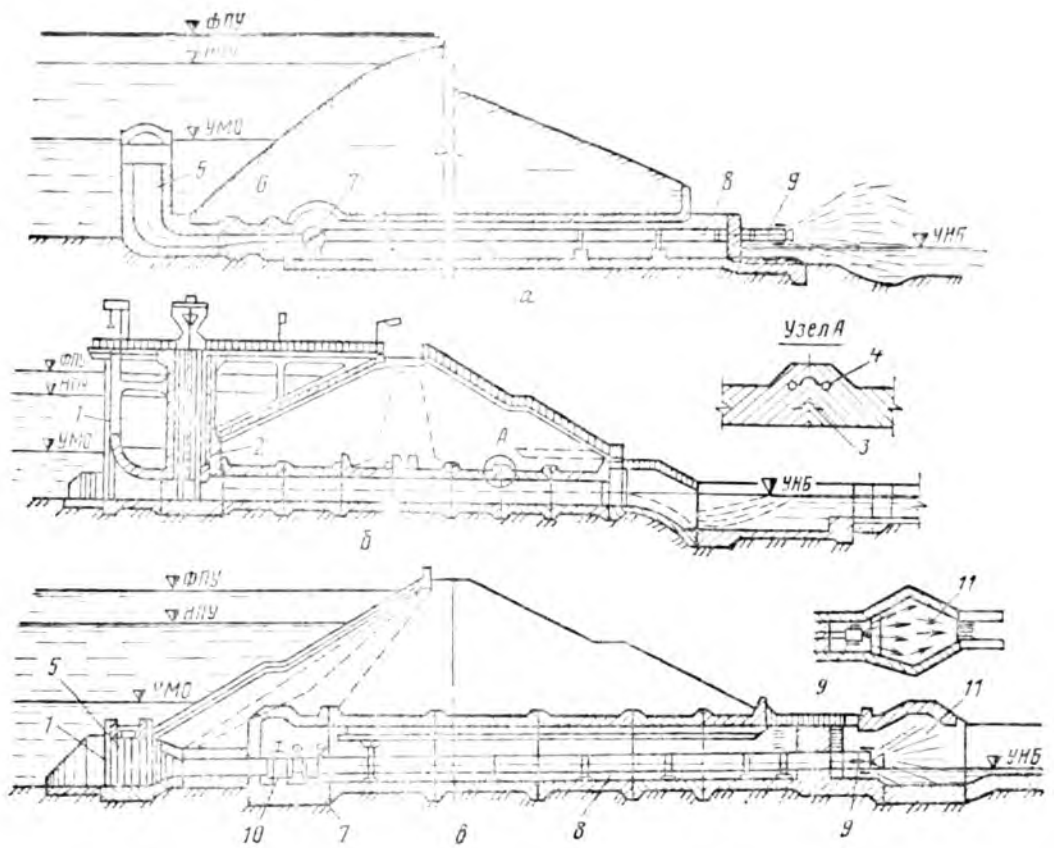


Рис. 6.22. Закрытые водовыпуски:

а, в — туннельный водовыпуск со стальным трубопроводом и конусным рабочим затвором; *б* — трубчатый водовыпуск с башней управления затворами; 1 — пазы решеток; 2 — воздуховод; 3 — металлический лист; 4 — резиновое уплотнение; 5 — башня-водоприемник или затопленный оголовок; 6 — пробка; 7 — дисковый затвор (аварийно-ремонтный); 8 — стальной или железобетонный трубопровод; 9 — конусный (или игольчатый) затвор; 10 — задвижка; 11 — камера гашения конусного затвора.

вторяемостью $p=1\%$. Первый вспомогательный водосброс имеет отметку гребня, превышающую отметку НПУ на 1,8 м. Длина фронта водосброса 198 м, что обеспечивает небольшие удельные расходы и позволяет отказаться от крепления выемки отводящего канала. Второй вспомогательный водосброс имеет водосливной порог длиной 366 м и представляет каменную дамбу с гребнем, расположенным на отметке, превышающей отметку НПУ на 3,7 м, что отвечает условиям прохождения паводковых расходов обеспеченностью $p=0,01\%$. Сбрасываемый через этот водосброс расход поступает в реку по оврагу на 2,5 км ниже створа гидроузла. Применение такого технического решения позволило вдвое снизить стоимость водосбросных сооружений.

В ряде случаев целесообразно осуществлять пропуск паводковых расходов редкой повторяемости в обход низконапорного гидроузла по естест-

венной пойме (см. гл. 4.1, рис. 4.4). Основные принципы такого технического решения можно сформулировать следующим образом:

пропускная способность основного (чаще всего бетонного) водосброса должна обеспечивать к моменту выхода паводковых вод на пойму наполнение нижнего бьефа гидроузла до отметок, создающих возможность их прохождения по пойме без существенного перепада;

зону сопряжения бьефов в месте слияния пойменного и руслового расходов следует тщательно рассчитывать на размыв и в случае необходимости закрепить, например каменной наброской. Прогноз размыва осуществляют и по наиболее размывоопасным направлениям на пойме. По результатам этого расчета назначают местоположение регуляционных сооружений и устраивают необходимое крепление;

окончательную компоновку гидроузла принимают по результатам иссле-

дований, выполненных на размываемых и воздушно-напорных моделях.

Компоновка основных сооружений гидроузла Бокс Бьют включает также основной и резервный водосбросы. Основной бетонный водосброс (см. рис. 6.21, б) выполнен ковшовым. Резервный водосброс представляет смываемую перемычку на наклонном бетонном флютбете, располагающуюся в широком канале, прорытом в обход грунтовой плотины. Длина фронта перемычки—135 м, она состоит из 9 секций шириной по 15 м. Каждая секция ограничена с двух сторон бетонными направляющими стенками, которые на 1,5 м выше размываемых перемычек. Гребни перемычек расположены на различной высоте для последовательного их смыва по мере нарастания расхода; отметки перемычек нарастают от центра к бортам канала с шагом 0,5 м.

6.5. ВОДОВЫПУСКИ

6.5.1. Трубчатые водовыпуски

Одна из наиболее распространенных конструкций водовыпусков гидроузлов с глухими плотинами — трубчатые водовыпуски (рис. 6.22, б, в), которые подразделяют на башенные и безбашенные. Первые, в свою очередь, различаются по местоположению башни управления затворами: с выдвинутой башней, находящейся в зоне подошвы верхового откоса плотины; с башней, расположенной в средней части верхового откоса; с башней, находящейся либо у гребня плотины, либо со стороны низового откоса. Галереи трубчатого водовыпуска или непосредственно используются в качестве водопропускного тракта или имеют внутри трубопроводы для пропуска эксплуатационных расходов. Входная часть трубчатого водовыпуска (от входного оголовка до камеры затворов) в большинстве эксплуатационных случаев работает в напорном режиме; транзитная и концевая части могут работать либо в напорном, либо в безнапорном режиме. Анализ опыта эксплуатации трубчатых водовыпусков показал, что:

наиболее рациональный режим работы транзитной части — безнапорный; его надежное обеспечение позволяет избежать возникновения неблагоприятных переходных режимов, а так-

же облегчить условия работы стенок галерей и их уплотнений;

напорный режим рационален при наличии в галереях стальных или железобетонных трубопроводов; в этом случае галереи используют в период эксплуатации для ревизии и ухода за трубопроводами; допущение работы галерей в напорном и полупапорном режимах сопровождается существенным усложнением и удорожанием их конструкции;

наиболее целесообразно выдвинутое или частично выдвинутое положение башни управления, позволяющее сократить до минимума длину напорной трудноосматриваемой части водовыпуска.

В гидроузлах с низко- и средненапорными плотинами обычно устраивают башенный водовыпуск независимо от того, выполнен ли он с бетонными водопроводящими галереями или со стальными трубопроводами, уложенными в сухих бетонных галереях. Такая конструкция наиболее надежна в эксплуатационном отношении. В гидроузлах с высоконапорными плотинами устройство железобетонной башни бывает сопряжено с рядом технических трудностей, основные из которых — существенная масса штанг подвеса затворов и их неустойчивость при работе на центральное сжатие в случае необходимости дожима затвора. В связи с этим на основе технико-экономического сравнения рассматриваются следующие конкурирующие варианты: устройство высокой башни с сухой шахтой и герметической крышкой, закрывающей камеру затворов, управление которыми ведут с помощью гидроподъемников; отказ от водовыпуска с башней и переход к конструкции безбашенного водовыпуска с подземным расположением камеры затворов и помещения для их обслуживания. В последнем случае каждую нитку трубопроводов (или каждую галерею) обслуживают три затвора: задвижка — аварийный затвор; дисковый затвор, выполняющий ремонтные функции; конусный, игольчатый или игольчатый конусно-струйный затвор, выполняющий функции рабочего затвора.

В водохранилищах многолетнего регулирования безбашенные водовыпуски могут иметь в головной части облегченную эстакаду, с которой осу-

предъявляется опускание ремонтных затворов. Верх эстакады располагают на отметках или выше НПУ, или выше УМО.

Толщину бетонных стенок и дна конструкций водовыпуска устанавливают на основе расчета их на прочность и устойчивость под действием всех расчетных сил. При этом следует учитывать допустимые фильтрационные градиенты бетонных стенок, назначая их соответственно нормам (не более 20). В большинстве случаев необходимо покрывать поверхности бетонных галерей и башен слоем гидроизоляции (прежде всего галерей и нижнюю часть башни) или защищать их слоем глинистых грунтов. В теле плотины полезно устраивать разгрузочные вертикальные и горизонтальные дренажи, уменьшая ординаты депрессионной кривой в концевой зоне водовыпуска. В целях обеспечения устойчивого безнапорного режима работы водовыпусков на транзитном участке за башней в пространство за затворами подводят воздухопроводы (см. гл. 4.1).

Очертания входного оголовка, пазов затворов и отдельных элементов камеры затворов и транзитной части подбирают с учетом результатов прогноза кавитационных явлений (см. гл. 4.3). Концевые части водовыпусков конструируют с учетом общих требований и рекомендаций (см. гл. 4.4).

Если трубчатый водовыпуск сооружают на малопрочном основании, а в его конструкции предусмотрена установка концевого рабочего конусного затвора, то во избежание опасных размывов вблизи низового откоса, а также эрозии самого откоса брызгами водяной завесы, сносимой на откос ветром, за этим затвором устраивают специальную камеру гашения (см. рис. 6.22, в).

Необходимое число галерей водовыпуска устанавливают на основе гидравлических и технико-экономических расчетов. В большинстве случаев из условий обеспечения надежности работы водовыпусков сооружений, которые работают круглый год, нецелесообразно принимать число галерей меньше двух. При обосновании необходимого числа галерей следует также учитывать пропуск строительных расходов.

Во избежание попадания в водовы-

пуск льда, шуги, плавающих тел и мусора его головную часть оборудуют решетками соответствующих размеров и затенения, а также средствами их очистки.

При разрезке трубчатых водовыпусков деформационными швами конструкция последних должна предусматривать меры борьбы с контурной фильтрацией аналогично тому, как это делается в водосбросах трубчатого типа (см. гл. 6.2). Уплотнение швов, их число и размещение должны удовлетворять требованиям повышенной надежности. В связи с этим часто выполняют два ряда уплотнений — основное и резервное. Особо тщательно следует осуществлять уплотнение напорной труднодоступной для осмотра части сооружения.

При использовании водохранилищ для водоснабжения более чистую, отстаившуюся воду получают с помощью дополнительных отверстий, расположенных на разной высоте (с решетками и автономными затворами) и соединенных с трубопроводами, подающими воду на очистную или насосную станцию. При назначении конструктивных размеров водовыпуска учитывают ряд требований, диктуемых эксплуатационными и строительными соображениями: на протяжении всего периода службы сооружения должен быть обеспечен удобный проход по галерее, а также достаточно удобные условия для выполнения монтажных работ; дну галерей придают уклон, обеспечивающий пропуск строительных расходов с безнапорным режимом, а также их опорожнение в случаях закрытия затворов, фильтрации через уплотнение деформационных швов, разрыва трубопроводов или выхода из строя их уплотнений.

6.5.2. Туннельные водовыпуски

Основание для целесообразности применения туннельных водовыпусков — наличие относительно прочного скального грунта по их трассе (см. рис. 6.22, а). Требования и рекомендации, отмеченные выше применительно к трубчатым водовыпускам, в большинстве своем справедливы и для туннельных водовыпусков. Они также могут быть башенными и безбашенными, напорными и безнапорными, с трубопроводами и без них. Однако к недо-

пущению напорного режима работы транзитных частей этих водовыпусков не предъявляют столь категоричных требований. Эти водовыпуски могут работать при различных режимах, включая напорный.

Трассу туннельных водовыпусков, как и трассу аналогичных водосбросов, стремятся принимать прямолинейной в плане. Особенно это касается безнапорных участков туннелей. Поперечные размеры и радиусы поворотов туннелей принимают соответственно указаниям 6.3.4. Высоту воздушного пространства над уровнем воды в безнапорных туннельных (и трубчатых) водовыпусках при установившемся движении потока со скоростью до

10 м/с принимают не менее 0,07 высоты туннеля в свету, но не менее 0,4 м. При больших скоростях течения к внутренним поверхностям обделок туннелей предъявляют требования, обеспечивающие благоприятную кавитационную обстановку (см. гл. 43). В случаях существенного занесения водовыпусков наносами и попадания их в туннельные водовыпуски последние облицовывают специальными материалами, обладающими повышенной сопротивляемостью к абразивному разрушению (износостойкие бетоны и облицовки — полимербетонные, каменные, металлические, деревянные, из бракованных рельсов или балок и т. д.).

Раздел 7. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ

7.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

7.1.1. Основные типы плотин и их характеристики

Классификация. В СНиП II-54—77 [103] бетонные и железобетонные плотины по конструкции разделяются на следующие основные виды.

Гравитационные (рис. 7.1, а—д): массивные (рис. 7.1, а); с расширенными швами (рис. 7.1, б); с продольной полостью у основания (рис. 7.1, в); с экраном на напорной грани (рис. 7.1, з); с анкерровкой в основание (рис. 7.1, д).

Гравитационная плотина — массивное сооружение, устойчивость которого обеспечивается в основном массой сооружения.

Контрфорсные (рис. 7.1, е—з) с массивными оголовками (массивно-контрфорсные, рис. 7.1, е); с арочным перекрытием (многоарочные, рис. 7.1, ж); с плоским перекрытием (рис. 7.1, з).

Эти плотины представляют собой ряд расположенных на некотором расстоянии друг от друга *контрфорсов* б (стенок) с *напорными перекрытиями* в виде массивных оголовков в, или арок 7, или плоских плит 8 и др. (куполы, гибкие перекрытия).

Арочные — при $\beta = b/h \leq 0,35$ (рис. 7.1, и — м; b — ширина плотины по основанию, h — высота плотины); с защемленными пятами (рис. 7.1, и); с периметральным швом (рис. 7.1, к); из трехшарнирных поясов (рис. 7.1, л); с гравитационными устоями (рис. 7.1, м).

Арочно-гравитационные — то же, что и арочные, но при $\beta = b/h > 0,35$.

Обычно арочно-гравитационные плотины считают разновидностью арочных плотин (что принято и ниже в гл. 7.4).

Арочная плотина представляет собой пространственную водоподпорную

конструкцию в виде свода, передающего действующие на него нагрузки в основном на скальные берега ущелья.

Часто отдельно выделяют так называемые *ячеистые плотины*, имеющие полости, обычно заполненные грунтом (рис. 7.2, 7.3). Они могут быть как гравитационными (рис. 7.2, а, б), так и контрфорсными (рис. 7.2, в, 7.3), причем в ряде случаев их можно отнести к каждому из этих типов (рис. 7.2, в).

Бетонные и железобетонные плотины, отличающиеся по конструкции от массивных гравитационных (рис. 7.1, а) и имеющие меньший объем бетона, чем последние, часто называют *облегченными* (рис. 7.1, б—м, 7.2, 7.3).

По *технологическому назначению* плотины бывают *глухие* (рис. 7.1, а—д, ж, з) и *водосбросные*: с *поверхностными* (водосливными) *отверстиями* (рис. 7.1, в, е, 7.2, 7.3), с *глубинными отверстиями* (рис. 7.23, д) и *двухъярусные* (рис. 4.1, е).

Общая характеристика основных типов плотин. Рассматриваемые плотины возводят на различных основаниях — скальных, полускальных и не-скальных, арочные же — только на скальных. При скальных основаниях обычно строят бетонные плотины, при не-скальных — железобетонные. При не-скальных основаниях их, как правило, устраивают *водосбросными*; глухие плотины здесь оказываются обычно неэкономичными, и глухую часть напорного фронта гидроузла перекрывают грунтовой плотиной.

Правильно запроектированные бетонные и железобетонные плотины всех типов являются сейсмостойкими, даже при высокой сейсмичности (но при отсутствии дифференциальных подвижек основания). Бетонные плотины успешно применяют в суровых климатических условиях и на многоводных реках; при достаточно широких створах они позволяют обойтись

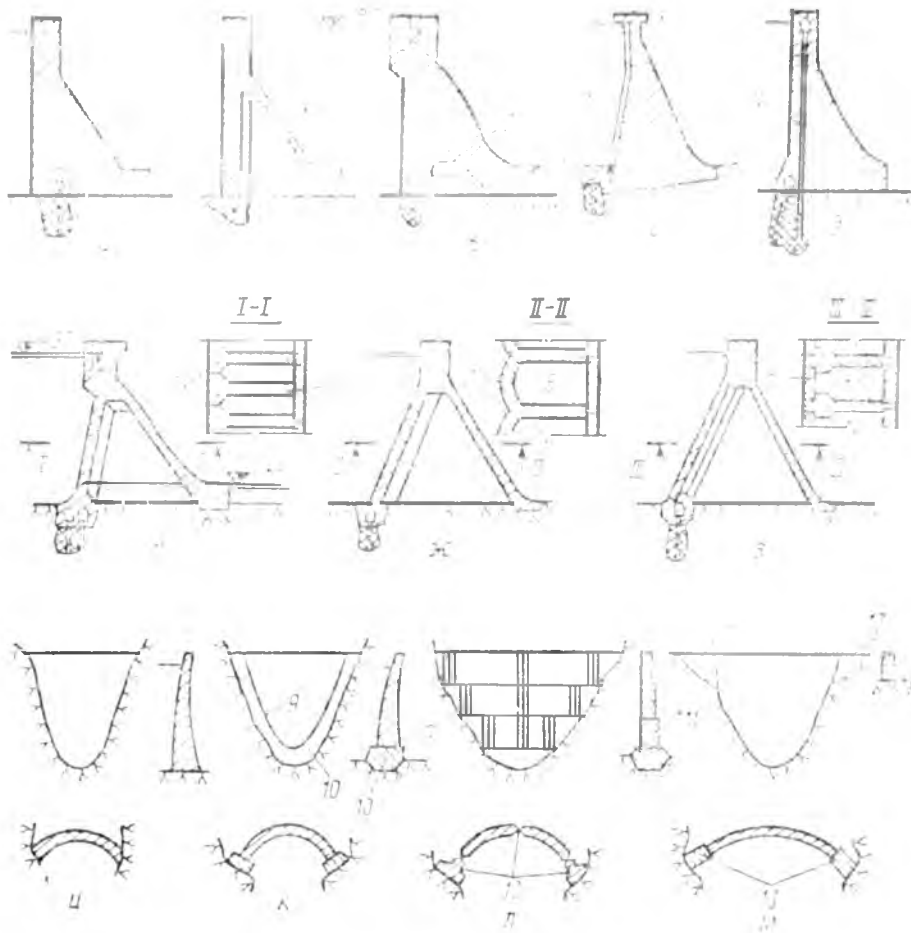


Рис. 7.1. Основные виды плотин на скальных основаниях. Гравитационные:

a — массивная; *б* — с расширенными швами; *в* — с продольной полостью у основания; *г* — с экраном на напорной грани; *д* — с анкеркой в основании. Контрфорсные: *е* — массивно-контрфорсная; *ж* — многоарочная; с плоскими перекрытиями. Апочные: *з* — с защемленными пятями; *к* — с периметральным швом; *л* — из трехшарнирных поясов; *м* — с гравитационными устоями; *1* — расширенный шов; *2* — продольная полость; *3* — экран; *4* — предварительно-напряженный анкер; *5* — контрфорсы; *6* — массивные оголовки; *7* — арочное перекрытие; *8* — плоское перекрытие; *9* — периметральный шов; *10* — «седло»; *11* — трехшарнирные пояса; *12* — шарниры; *13* — гравитационные устои.

без туннелей при пропуске строительных расходов; их применяют при различных напорах (высотах), в том числе больших; объемы бетона могут достигать нескольких миллионов кубических метров.

Недостаток плотин данной группы — затраты на их возведение бетона и металла, которые обычно не являются материалами местными (требуют значительных транспортных расходов) и могут быть в определенных условиях дефицитными и относительно дорогими.

Для надежного проектирования и строительства рассматриваемых плотин крайне важно знать и правильно оценить геологические условия в месте строительства гидроузла; получить надежные геотехнические характери-

ки грунтов (особенно сдвиговые и деформативные характеристики, в том числе для заполнителей трещин в скальных породах).

Большие успехи в развитии механики грунтов (в том числе механики скальных пород) и методов улучшения оснований за последнее время способствовали совершенствованию и надежному применению бетонных и железобетонных плотин, в том числе при больших напорах и на нескальных основаниях. Наиболее крупные и выдающиеся в инженерном отношении плотины на нескальных основаниях построены в СССР (на реках Свирь, Волга и др.)

Имеется два направления снижения стоимости бетонных плотин.

1. Упрощение конструкции (отказ

от устройства в ней различных водоводов, отверстий или сведение их к минимуму; применение простой массивной гравитационной конструкции, уменьшающей количество опалубки и др.). Это дает возможность возводить их высокопроизводительными методами, широко применяя механизацию (последовательная укладка невысоких длинных блоков бетона токтогульским методом [115], использование конвейеров и т. д.); не омоноличивать строительные швы (или омоноличивать не все швы); применять малцементные укатываемые бетонные смеси [122].

При строительстве гравитационной плотины Уиллоу Крик (США, 1982 г., $h=66,5$ м, объем бетона 306 тыс. м³) из укатываемой бетонной смеси расход цемента у верхней грани был 104 кг на 1 м³ бетона, а во внутренней зоне 47 кг/м³ с добавкой золы-уноса 19 кг/м³.

Укатка осуществлялась вибрационными катками слоями толщиной 25...30 см за четыре прохода катка; стоимость укатываемого бетона была в 3,4 раза меньше стоимости обычного массивного бетона. Срок и стоимость строительства существенно сократились по сравнению с вариантом гидроузла с каменно-земляной плотиной.

2. Облегчение конструкции — уменьшение объема бетона путем применения контрфорсных и ячеистых конструкций, учета пространственности работы сооружения (арочные плотины, гравитационные плотины с замоналиченными межсекционными швами и др.), анкеровки (вовлечение в работу основания) и т. д.

В каждом конкретном случае следует проанализировать, какое из этих направлений наиболее рационально. При этом перспективно и может быть целесообразным сочетание этих направлений — разумное облегчение конструкции (не ведущее к существенным производственным усложнениям) и возведение ее высокопроизводительными промышленными методами, разработанными или модифицированными применительно к данной конструкции. Например, конструкция облегченной (массивно-контрфорсной) Кировской плотины ($h=83$ м) была принята такой (достаточно толстые контрфорсы

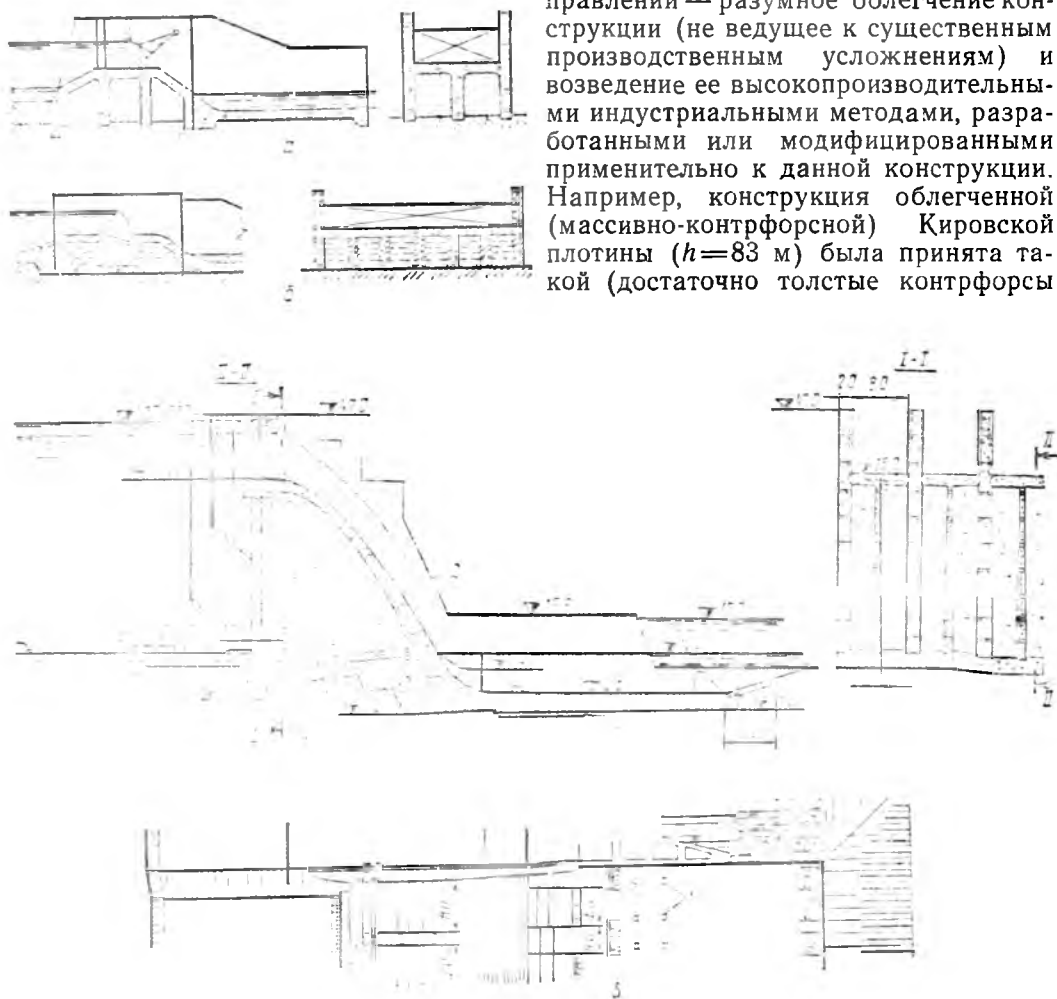


Рис. 7.2. Некоторые виды ячеистых плотин:

а — тип, предложенного А. М. Сенковым; б — сборномонolithicной конструкции, разработанной в Гипросельэлектро; в — Широковская плотина высотой 47 м; 1 — дренажи 0,4×0,4 м, 2 — засыпка песчано-гравийной массой; 3 — обратный фильтр. (Размеры в м.)



Рис. 7.3. Ячеистые контрфорсные плотины:
реверсивная плотина Шау...ер на нескальном осно-
вании высотой 6 м (р. Арысь).

и др.), чтобы ее можно было успешно возвести методом послойной укладки бетона.

При *скальном* основании облегченные гравитационные плотины (рис. 7.1, б—г) по сравнению с массивными гравитационными (рис. 7.1, а) имеют объем бетона меньше примерно на 8...15 % (редко более 15 %). Заанкеренные плотины при небольших высотах (до 20 или 30 м) могут дать и большую экономию бетона (плотина Олт-на-Лейридж, $h=22,2$ м—50 %). Применение массивно-контрфорсных плотин позволяет получить экономию бетона до 25...40 % (рис. 7.1, е), плотин с плоскими напорными перекрытиями—25...45 % (рис. 7.1, д), многоарочных—30...60 % и более (рис. 7.1, ж). В благоприятных геологических и топографических условиях при относительно узких створах объем бетона арочных плотин (рис. 7.1, и м) сокращается на 50...80 % и более по сравнению с объемом бетона массивной гравитационной плотины в аналогичных условиях. Для арочно-гравитационных плотин это сокращение существенно меньше (порядка 20...30 %).

В стоимости процент экономии меньше (\approx на 5...10 %, иногда больше) ввиду усложнений в производстве работ, некоторого повышения марок бетона и увеличения опалубочных работ при облегченных плотинах и др. Он зависит от многих местных условий—способа пропуска и значений строительных расходов, стоимости рабочей силы и материалов и др.

При *нескальном* основании существенную экономию бетона (до 20...45 %) по сравнению с массивной конструкцией (см. рис. 7.25) удается обычно получать лишь при загрузке полостей балластом, то есть при применении различных *ячеистых* конструкций с засыпанными полостями (рис. 7.2, 7.3). Это связано с тем, что при сплошной фундаментной плите (рис. 7.2, б), которая обычно требуется для облегченной плотины при нескальном основании (кроме конструкции А. М. Сенкова, рис. 7.2, а), фильтрационное давление не уменьшается по сравнению с массивной гравитационной плотиной (при облегченных плотинах на скале, приведенных на рис. 7.1, б, в, и контрфорсных оно уменьшается), а значительное уположивание напорной грани контрфорсной плотины, необходимое из условия обеспечения устойчивости плотины на сдвиг при отсутствии загрузки грунтом полостей между контрфорсами, почти всегда приводит к недостаточно конструктивному решению.

Массивные гравитационные плотины на *скальном* основании (рис. 7.1, а) получили большое распространение из-за своей простоты. Плотины с расширенными швами (рис. 7.1, б) в ряде случаев были успешно применены, но большого распространения не получили; плотины с продольной полостью (рис. 7.1, в) нашли применение лишь в единичных случаях. Это можно объяснить тем, что экономия бетона при таких типах облегченных плотин не очень велика, производство же работ по их строительству несколько усложняется. Плотины с экраном на напорной грани пока строят редко, но в последнее время на них было обращено внимание, причем был выполнен ряд интересных проработок и исследований применительно к Курпсайской плотины (был принят вариант этой плотины без экрана). В такой конструкции при надежной работе экрана можно допустить растягивающие напряжения на верховой грани (что дает более обжатый профиль) и понизить требования к марке бетона (снять требование водонепроницаемости, допустить образование трещин у верховой грани). Их применение сдерживают весьма высокие требования к качеству выполнения экрана (из нержавеющей стали или полимерных мате-

риалов) и сомнения в возможности надежного обеспечения этих требований, а также сложности ремонтных работ в случае нарушения целостности экрана.

Заанкеренные плотины (рис. 7.1, *д*) применены в ряде случаев, причем выполнены они как гравитационные и как контрфорсные [9] при высотах, обычно не превышающих 55...60 м (при больших высотах возникают трудности с созданием требуемого для получения надлежащего эффекта предварительного натяжения анкеров), на хороших скальных основаниях, позволивших осуществить надежную анкеровку.

Анкеровку использовали и при надстройке плотин [9]. Большого распространения такие плотины не получили, в основном из-за некоторой сложности выполнения данной конструкции, затруднений размещения различных водопропускных отверстий в плотине при наличии анкеров, достаточности высоких требований к основанию и к качеству выполнения анкеровки.

Из различных типов контрфорсных плотин, особенно за последние 30...40 лет, наибольшее распространение получили массивно-контрфорсные (рис. 7.1, *е*), имеющие достаточно толстые элементы и небольшое армирование (5...15 кг стали на 1 м³ бетона и менее), что дает возможность строить их индустриальными методами и применять в суровых климатических условиях. Многоарочные плотины используют значительно реже, что объясняется сложностью их возведения и большим армированием (30...50 кг стали и более на 1 м³ бетона). Плотины с плоскими напорными перекрытиями в настоящее время строят очень редко. Из относительно новых плотин данного вида можно упомянуть лишь плотины Мада в Малайзии, построенную в 1970 г. ($h=32$ м), и Кордова в США ($h=27,4$ м, пролеты между осями контрфорсов $l=2,2...12,5$ м). Это связано с тем, что конструкции таких плотин получаются относительно тонкостенными (что не всегда приемлемо по условиям современного производства работ), а перекрывать значительные пролеты плитами обычно нецелесообразно. К тому же требуется довольно значительное армирование конструкции (20...40 кг ста-

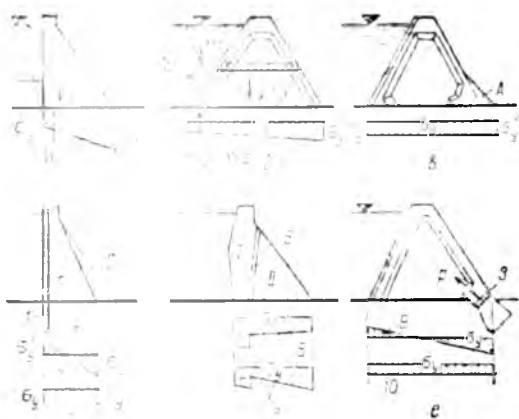


Рис. 7.4. Распределение вертикальных контактных напряжений в основании массивной гравитационной плотины (*а*) и способы его улучшения (*б—е*); *б* и *в* — переход к контрфорсной плотине; *г* — анкеровка; *д* — устройство временного наклонного шва; *е* — устройство активного шва:

1 — анкер; 2 — требуемое положение нижней грани плотины в случае отсутствия анкеровки; 3 — эпюра σ_y обжатого профиля при отсутствии анкера; 4 — то же, при наличии анкера; 5 — наклонный омолочиваемый шов; 6 — эпюра σ_y до наполнения водохранилища; 7 — эпюра σ_y при наполненном водохранилище; 8 — «активный» шов с плоскими домкратами; 9 — эпюра σ_y при отсутствии обжатия; 10 — то же, при наличии обжатия. Эпюры σ_y приведены без учета влияния основания.

ли на 1 м³ бетона и более). Относительная тонкостенность элементов иногда может быть нежелательной и из условия долговечности.

Значительно большее распространение массивно-контрфорсных плотин по сравнению с близкими к ним гравитационными с расширенными швами, вполне закономерно, так как они дают большую экономию бетона (см. выше) без существенного дополнительного усложнения конструкции. Контрфорсные плотины, кроме того, позволяют получить большие (по модулю) вертикальные сжимающие напряжения σ_y в основании у напорной грани (рис. 7.4, *а, б*) и этим исключить раскрытие контактного шва в основании в зоне цементационной завесы. При контрфорсных плотинах можно при необходимости получить достаточно равномерную эпюру напряжений в основании, что относится к их достоинствам и осуществлено в ряде плотин, особенно на относительно низко модульных основаниях. Это может быть достигнуто устройством более пологой нижней грани в нижней части контрфорса (прилив *A* на рис. 7.4, *в*), а при необходимости дополнительного уменьше-

ния напряжений и устройством полной или частичной фундаментной плиты (плотины Андижанская — см. рис. 7.44, Бен Метир [9]).

В теле контрфорсных плотин напряжения распределяются более равномерно, чем в массивных гравитационных.

Указанный недостаток массивных гравитационных плотин (малое σ_y в контактном шве) можно устранить или уменьшить применением анкеровки (рис. 7.1, *д*, 7.4, *з*), устройством продольной полости (рис. 7.1, *е*), применением соответствующей разрезки плотины временным, замоноличиваемым перед наполнением водохранилища швом (рис. 7.4, *д*), а также использованием «активного шва» с плоскими домкратами (рис. 7.4, *е*). Последнее эффективное мероприятие применено на практике лишь для контрфорсных плотин; оно вовлекает в работу основание и позволяет уменьшить объем бетона при благоприятном распределении напряжений в основании. Активные швы с плоскими домкратами просты и оправдали себя на практике [9].

Принципиально иным решением, учитывающим возможность раскрытия контактного шва в гравитационной плотине в случае малых расчетных значений σ_y , которые в действительности могут оказаться и растягивающими (особенно при обжатом профиле), является устройство короткого понура с цементационной завесой под ним, несколько вынесенной в ВБ за зону возможного возникновения растягивающих напряжений (см. рис. 7.1, *з*). При таком решении весьма ответственные уплотнения в шве между коротким понуром (или массивом над завесой) и телом плотины, ремонт которых затруднителен. Это решение можно считать необходимым, когда на верховой грани плотины допускаются растягивающие напряжения. Оно разрешается СНиП II-54—77 [103] лишь при наличии гидроизоляции верховой грани (см. рис. 7.1, *з*). Его следует рассматривать при неблагоприятном разномодульном основании, когда под нижней частью плотины оно имеет более низкий модуль деформации, чем под верховой.

Арочные плотины получили значительное распространение в горных районах во многих странах мира и хо-

рошо зарекомендовали себя в эксплуатации [9]. Они обычно экономичны, хорошо вписываются в окружающий ландшафт, красивы, надежно работают в условиях высокой сейсмичности и при перегрузках. Так, плотина Пакоима высотой 116 м (Калифорния, США) без повреждений перенесла очень сильное землетрясение с максимальным горизонтальным ускорением 1,25g и вертикальным до 0,75g, а итальянская тонкая плотина Вайонт высотой 266 м и толщиной понизу 23 м уцелела, получив очень небольшие повреждения, когда через нее в 1963 г. переклестнула волна высотой около 70 м, вызванная огромным оползнем в водохранилище, в которое за 5...7 мин обрушилось около 300 млн. м³ скальных пород.

Наиболее распространены арочные плотины с защемленными пятнами (рис. 7.1, *и*), а также с периметральным (контурным) швом (рис. 7.1, *к*); нередко строят и плотины с устоями (рис. 7.1, *м*). Более сложные в строительстве плотины, расчлененные швами на отдельные арки (в том числе и из трехшарнирных поясов — рис. 7.1, *л*), работающие в основном как плоские системы, возводят лишь в единичных случаях при небольших высотах.

В последнее время получили распространение арочные плотины *купольного* типа ($j \approx j_1 h \geq 0,05$, см. рис. 7.31, *в*), то есть со значительно искривленными вертикальными сечениями (так называемыми консолями). В таких плотинах обычно удается получить наиболее благоприятное распределение напряжений.

Арочно-гравитационные плотины применяют в настоящее время преимущественно при больших напорах, в достаточно широких створах и при расположении в теле плотины водопропускных отверстий — водосбросов, трубопроводов гидростанции (плотины Саяно-Шушенская, Глен Каньон).

Бетонные и железобетонные плотины, как правило, строят из *монолитного* бетона. Лишь в единичных случаях и при сравнительно небольших высотах такие плотины выполняли полностью из сборных элементов (многоарочная плотина Мефруш в Алжире высотой 25 м, экспериментальная ячеистая плотина на р. Степной Зай в СССР и некоторые другие). Это в ос-

новном связано с тем, что такие плотины не являются массовыми типовыми сооружениями и сборные нетиповые конструкции в большинстве случаев неэффективны даже при малых и умеренных высотах сооружений.

При небольших напорах (5...7 м) в ряде случаев были применены сборно-монолитные ячеистые конструкции, состоящие из блоков в виде спаренных железобетонных плит, омоноличиваемых бетоном (рис. 7.2, б). Четыре плотины такого типа построены по проектам Гипросельэлектро (Красноярская на р. Медведица, Перевозская, Лыковская и Шильская) [5, 13]. Плотина подобного типа сооружена в Ираке (проект Союзгипропроводхоза).

Отдельные сборные элементы, облегчающие производство работ (пазовые конструкции, парапеты, плиты железобетонной постоянной опалубки контрфорсных плотин, постоянная железобетонная опалубка смотровых галерей и др.), используют при строительстве бетонных и железобетонных плотин.

Гравитационные, контрфорсные и арочные плотины можно выполнять не только из бетона, но и из каменной кладки на растворе [9, 24, 81]. В настоящее время плотины из каменной кладки практически вытеснены бетонными, имеющими существенные производственные преимущества (возможность широкой механизации, высокие темпы работ и др.). Лишь в Индии иногда еще строят гравитационные плотины из каменной кладки. В 1969 г. там было закончено строительство каменной плотины Нагарджанасагар высотой 124,7 м — самой высокой в мире плотины такого типа [24].

7.1.2. Методы улучшения оснований

Основания плотин обычно требуют проведения мероприятий по их улучшению в отдельных «ослабленных» зонах или для значительных областей толщи. По назначению их можно разделить на два основных вида:

противофильтрационные — для уменьшения фильтрационного давления на сооружение и береговые примыкания (дренажи), позволяющие сократить в соответствующих случаях объем бетона (см. формулу 3.8) и повысить устойчивость склонов; для предотвращения опасных фильтрационных деформаций грунта (в том числе выноса заполнителя трещин, химической суффозии — в скальных основаниях), а в соответствующих случаях и уменьшения фильтрационных потерь

(различные завесы, зубья, шпунты, попуры и пр., снижающие средние фильтрационные градиенты и обеспечивающие допустимые выходные градиенты);

укрепительные — для понижения деформируемости основания или его отдельных зон (повышение модуля деформации), уменьшения осадок (смещений), их неравномерности; повышения прочностных (в том числе сдвиговых) характеристик грунтов.

Многие из этих мероприятий (см. 5), особенно противофильтрационные, относятся и к основаниям грунтовых плотин. Основные сведения по противофильтрационным мероприятиям приведены в разделе 2, некоторые дополнительные данные — в [1, 9, 23, 24, 119, 120, 127].

При нескальных основаниях в сильнофильтрующих грунтах устраивают противофильтрационные завесы; их типы принимают в зависимости от вида грунта и других условий с учетом технико-экономических показателей. Применяют шпунтовые стенки (в грунтах, допускающих забивку свай, несвязных), траншейные стенки, выполненные методом «стена в грунте» буро-бетонные и др. [59]. Инъекционные завесы устраивают различными способами цементации (жидкими глино-цементными растворами из диспергированного цемента — при коэффициенте фильтрации $K_f \approx 30...50$ м/сут; цементными растворами из предварительно диспергированного цемента с добавкой ПАВ — при $K_f \approx 50...120$ м/сут; цементными или цементно-глинистыми растворами с введением пластифицирующих и пептизирующих добавок — при $K_f > 120$ м/сут; цементно-коллоидальными растворами с добавкой ПАВ и цементно-глинистыми диспергированными растворами — при $K_f \approx 30...120$ м/сут); силикатизации; глинизации; нагнетанием глинистых суспензий и глино-силикатных растворов ($K_f \approx 50...120$ м/сут и более); битумизации ($K_f \approx 0,1...120$ м/сут); смолизации ($K_f \approx 0,1...80$ м/сут) [59].

Инъекцирование применяют иногда и для уплотнения контакта между подошвой плотины и грунтом (например, при сооружении низконапорной водосливной плотины Макаритане в Мозамбике на мелко- и среднезернистых песках с гравием и галькой нагнетали раствор: воды 100 л, бентонита 1 кг,

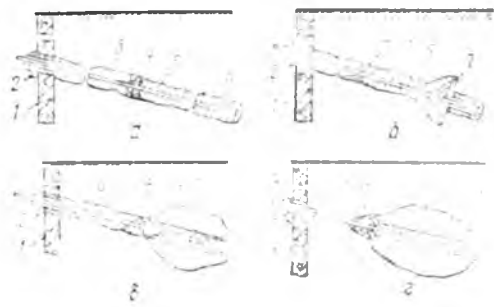


Рис. 7.5. Схемы анкеров в не скальных грунтах: а — цилиндрического анкера; б — с укрепителем; в — инъекционного с резиновым пакетом; г — инъекционного с буровой головкой; 1 — стенка; 2 — стопорное устройство; 3 — тяга; 4 — диск уплотнения; 5 — цементно-песчаный раствор; 6 — анкеровка тяги в рабочей части; 7 — уширитель; 8 — резиновый пакет; 9 — зона закрепления; 10 — грунтовая пробка; 11 — буровая головка.

цемента 100 кг). Инъекцирование используют и как меру укрепления грунтов — повышения их прочностных и деформативных характеристик, в том числе глинистых и илистых, для которых применяют электрохимические и термические способы закрепления [59].

Бетонные несущие стенки и сваи в грунте используют также в качестве противооползневых мероприятий при сопряжении плотин с берегами, на склонах, при ограждении котлованов. В этих случаях применяют и анкеровку (рис. 7.5) [59]. Анкера, приведенные на рисунке 7.5, а и б, рекомендуются для глинистых грунтов, а на рисунке 7.5, в и г — для песчаных.

Для оснований, сложенных рыхлыми грунтами, иногда используют виброуплотнение. Его применяли и для оснований грунтовых плотин (например, уплотнение мелкозернистых песков на глубину 10 м основания грунтовой плотины Массанжир высотой 48 м в Мозамбике).

В качестве противофильтрационного и укрепительного мероприятия в любых водонасыщенных грунтах возможно искусственное замораживание их. Этот способ используют для создания противофильтрационных завес плотин в условиях Крайнего Севера (см. гл. 5.3) и как временную меру борьбы с фильтрацией и укрепления грунта в период производства работ [59].

Исключительно важные элементы бетонных (и других) плотин на не скальных основаниях — дренажи, позволяющие эффективно управлять фильтрационным потоком; их приме-

нение дает возможность получить экономичные и надежные инженерные решения. Вопросы проектирования дренажей рассмотрены в разделе 2 и главе 7.3 (см. рис. 7.24 и 7.23, б).

При скальных трещиноватых основаниях в качестве противофильтрационных мероприятий применяют цементацию (при среднем поглощении q от $\approx 0,01$ до 100 л/мин и более), битумизацию (холодную, заключающуюся в нагнетании тонкодисперсных битумных эмульсий — при мелкой трещиноватости $q \approx 0,01...1$ л/мин, и горячую при более крупных трещинах и $q \approx 1...100$ л/мин и более), силикатизацию (при мелкой трещиноватости), глинизацию (при $q \approx 0,1...100$ л/мин) и замораживание. Наиболее широко применяют цементацию. Выбор параметров противофильтрационных (обычно цементационных) завес рассмотрен в главе 2.2. Глубина завес нередко достигает 0,5...0,7 напора на сооружение, а иногда бывает больше (например, 220 м для арочной плотины Мовуазейн высотой 236 м).

Противофильтрационные завесы (рис. 7.6 и 7.7) обычно выполняют вертикальными или несколько наклонными в сторону ВБ (рис. 7.7, г — цементационная завеса и дренаж выведены в одну галерею, причем учитывают характер трещиноватости (следует стремиться пересечь скважинами завесы основные трещины). В ряде случаев цементационные завесы могут и отсутствовать — на участках створа со слаботрещиноватой маловодопроницаемой скалой, на которых цементация оказывается неэффективной; здесь ограничиваются цементацией лишь наиболее крупных трещин и пустот, если они есть. Цементационную завесу можно продолжить в глубь берегов на необходимое расстояние, исходя главным образом из того, чтобы обходная фильтрация не была опасной для устойчивости береговых примыканий плотины и склонов; при этом учитывают влияние дренажей (рис. 7.8). Как видно из рисунка 7.8, устройство цементационной завесы и дренажей уменьшает гидродинамическую (фильтрационную) силу W_{ϕ} и увеличивает устойчивость склона.

Дренажи в основании и берегах (дренажные завесы, или дренажные экраны, как их иногда называют, дренажные галереи) (рис. 7.6...7.8) — су-

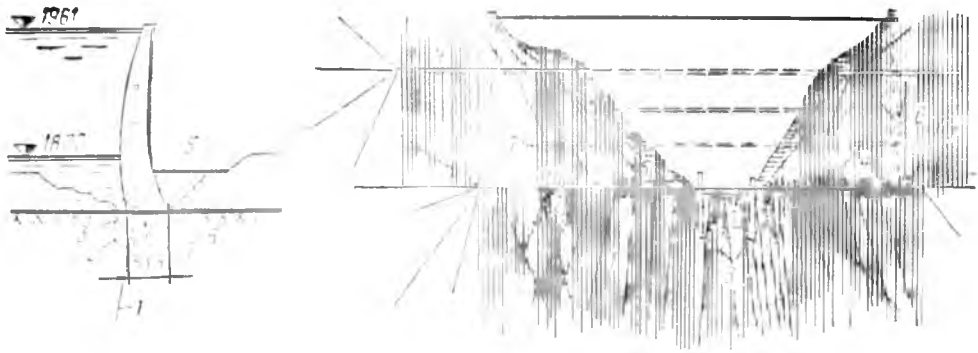


Рис. 7.6. Цементация и дренаж основания арочной плотины Мовуазейн:

1 — основная завеса; 2 — дополнительная завеса; 3, 6 — укрепительная цементация из галерей; 4 — галерей для цементации; 5 — дренажные галереи; 7 — дренажные скважины под плотиной и галерей в береговых примыканиях; 8 — шахта с лифтом; 9 — контрольные шахты (с контрольно-измерительной аппаратурой).

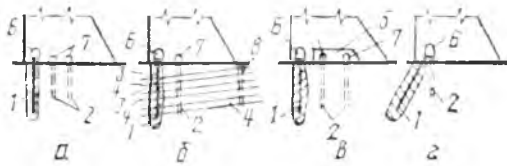


Рис. 7.7. Схемы расположения противофильтрационной завесы и дренажем под плотиной:

а — вертикальная цементационная завеса и двухрядный дренаж; б — дренаж слоистого основания; в — комбинированный дренаж; г — противофильтрационная и дренажная завесы, выполненные из одной галереи; 1 — противофильтрационная завеса; 2 — дренажная завеса; 3 и 4 — слабопроницаемые и сильнопроницаемые слои; 5 — горизонтальная полость (дренаж); 6 — цементационная продольная галерея; 7 — продольная галерея; 8 — разгрузочный дренаж.

существенные элементы сооружения, служащие для уменьшения фильтрационного давления на подошву плотины (особенно важно для гравитационных плотин) и на береговые примыкания и склоны (существенно для арочных плотин). При размещении дренажей относительно противофильтрационной завесы надо учитывать характер заполнителя трещин и направление последних.

Необходимо, чтобы фильтрационные градиенты при выходе воды в дренаж не вызвали суффозию заполнения трещин.

Укрепительные мероприятия скальных и полускальных оснований следующие: связующая цементация контакта плотина — основание (имеет и противофильтрационное значение); укрепительная цементация (рис. 7.6); расчистка крупных трещин и полостей и заполнение их бетоном, часто не сплошное, а с устройством «решеток» или отдельных шпонок (рис. 7.9, 7.10); устройство бетонных стенок или «свай», пересекающих слабые породы и передающих давление от сооруже-

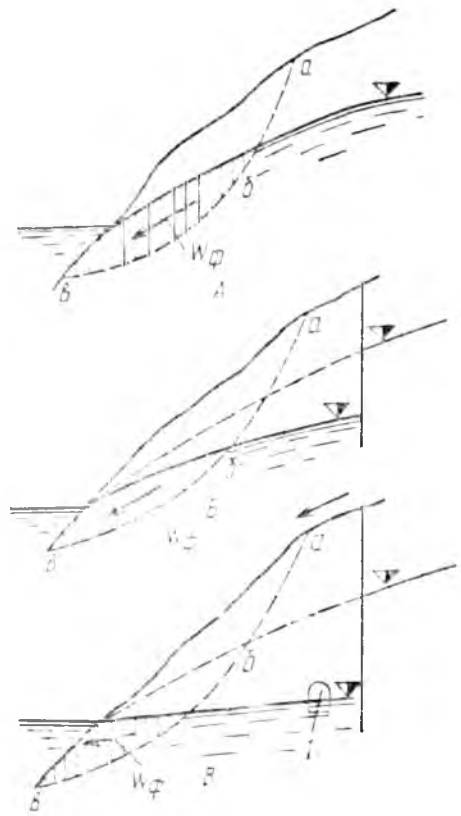


Рис. 7.8. Схемы фильтрации в обход плотины в нижний бьеф:

А — при отсутствии цементационной завесы; Б — при наличии цементазавесы; В — то же, при устройстве дренажа 1; W_{Φ} — гидродинамическая сила; а, б, в — кривая скольжения (пунктир).

ния на более прочную породу с большим модулем деформации (рис. 7.11); анкеровка (рис. 7.11). Часто применяют сочетание нескольких из этих мероприятий (рис. 7.10, 7.11), в том числе дренирования. Анкеровку используют и для укрепления бортов

Рис. 7.9. Устройство шпонок для повышения сопротивления сдвигу основания плотины Торрехон (Испания):

1 — профиль плотины; 2 — противофильтрационная завеса; 3 — дренаж; 4 и 5 — бетонные шпонки; 6 — амфибитовый сланец (зона, опасная по сдвигу); 7 — сланцы; 8 — диабазы; 9 — цементационные скважины; 10 — смотровая галерея.

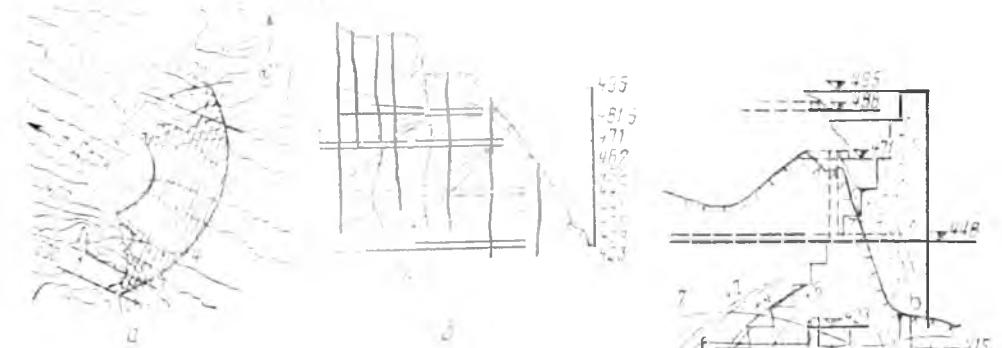
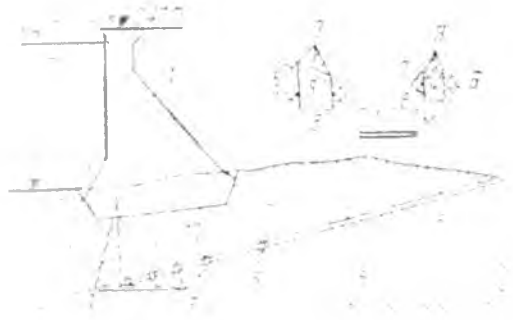


Рис. 7.10. Укрепление основания плотины Монтейнар (Франция) «решетками»:

а — план; б — схема цементации правого примыкания плотины; в — заделка трещины «Рыжая Юлия»; 1—4 — главные трещины; 5 — штольни; 6 — цементационные скважины; 7 — верхняя граница зоны, укрепленной «микробетоном»; 8 — «решетка» из шахт и штолен, заполненных бетоном; 9 и 10 — изолинии соответственно касательных и нормальных напряжений в основании (в МПа).

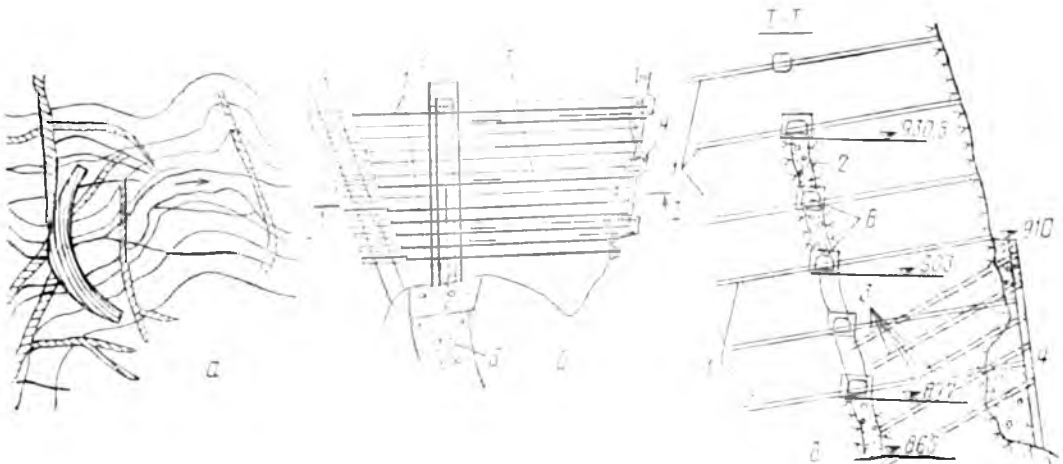


Рис. 7.11. Укрепление левобережного примыкания плотины Кавамата (Япония):

а — план плотины с показом главных трещин (заштрихованы); б и в — горизонтальный и поперечный разрезы опорного массива; 1 — анкеры — стержни; 2 — стенка, передающая нагрузку от плотины на прочную скалу; 3 — тросы; 4 — удерживающая стенка; 5 — арочная плотина; 6 — штольни для бетонирования стенки и бурения скважин для анкеров.

каньона около плотины (пример — Чиркейская плотина на р. Сулак).

Укрепительная цементация позволяет увеличить модуль деформации трещиноватой скалы в среднем в 1,5...3 раза и несколько повысить прочностные характеристики скального массива. Ее делают в верхней части основания на глубину до 7...15 м, чаще в средней и низовой частях подошвы, а при прочных малодеформирующихся породах вообще не устраивают.

Иногда укрепительную цементацию, предназначенную для повышения модуля деформации и прочности скалы в достаточно большой области, называют сплошной, а связующую цементацию в средней и низовой частях плотины — контактной (см. [9], гл. 3).

Укрепительную (сплошную) цементацию чаще применяют в основаниях арочных плотин (более напряженных, чем гравитационные) для некоторого выравнивания деформативных характеристик скалы по контуру опирания плотины. Она может быть целесообразной для контрфорсных и гравитационных плотин; например, когда в зоне основания около низовой грани модуль деформации E_2 существенно меньше, чем у верховой грани E_1 , что приводит к неблагоприятному распределению напряжений в контактом шве с малыми сжимающими, могущими перейти в растягивающие напряжения у верховой грани (см. гл. 3.3, рис. 3.11, а). В этом случае может быть выгодным повысить E_2 цементацией. При рассмотрении вопроса об устройстве контактной (связующей) и укрепительной цементации массивных плотин в средней и низовой зонах подошвы (за цементационной завесой) следует учитывать, что она уменьшает водопроницаемость основания и может привести к некоторому увеличению фильтрационного давления на подошву (особенно при недостаточном дренировании основания), поэтому без необходимости устраивать ее не надо. Не всегда не очень высокий модуль деформации скалы является недостатком, и его надо стремиться повысить, в том числе и при арочных плотинах (см. гл. 7.4) Это надо иметь в виду и при назначении глубин врезок подошвы сооружения в скалу.

Чрезмерные врезки допускать не следует. Надо учитывать прочностные (особенно сдвиговые) и деформатив-

ные характеристики скалы в разных ее зонах и расчетами оценить, при каких врезках будет получено оптимальное решение. Некоторые рекомендации по этому вопросу приведены в [49]. Поверхностный слой скалы, если он сильно выветрен, обычно удаляют под сооружением.

7.2. БЕТОННЫЕ ГЛУХИЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

7.2.1. Массивные плотины

Бетонные гравитационные плотины представляют собой массивные сооружения, масса которых обеспечивает их устойчивость при воздействии всех приложенных к ним сил.

Очертание профиля. Очертание профиля (рис. 7.12) может быть найдено с учетом выполнения следующих условий: устойчивости плотины на сдвиг; прочности (гл. 3.3); минимального объема плотины.

Анализ построенных гравитационных плотин показывает, что заложение низовой грани $m_2 \approx 0,65...0,85$. Для плотин высотой менее 20...60 м следует при анализе профиля плотины учитывать наличие воды в НБ; в высоких плотинах влияние ее невелико. Размеры профиля плотины можно предварительно назначить с помощью графиков [25]. При проектировании реального профиля плотины учитывают все силы, действующие на плотину, в частности давление льда, волн, необходимость устройства на гребне плотины дороги, а также врезку плотины в основание. Очертание профиля нижней части плотины зависит от геологических особенностей створа; при неблагоприятной геологии возможны значительные расчистки основания, заполняемые бетоном (плотина Бхакра, Индия). Наименования основных элементов массивных гравитационных

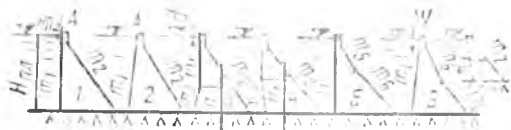


Рис. 7.12. Профили гравитационных плотин:

m — от 0+0,075 до 0,18; $m_1 = 0,67-0,75$; $m_2 = 0,15...0,40$;
 $m_4 = 0,03...0,05$; $m_5 = 0,15...0,62$; $m_6 > m_5$; $h = 0,15...0,4H$ пл
 h_1 — до 0,42H пл.

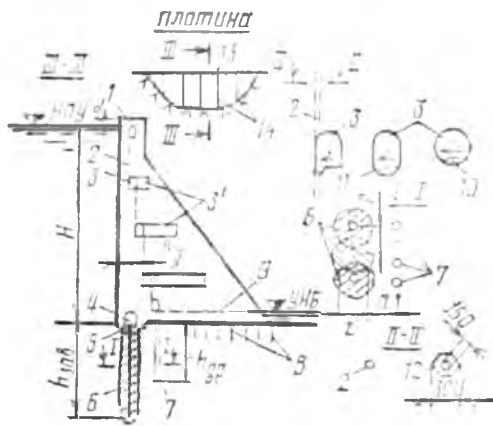


Рис. 7.13. Конструкция поперечного профиля гравитационной плотины:

1 — гребень; 2 — дренажи тела плотины; 3 и 3' — продольные и поперечные галереи; 4 — цементационная галерея; 5 — зуб; 6 — противофильтрационная завеса; 7 — дренажная завеса (дренаж основания); 8 — укрепительная цементация; 9 — выпуск дренажа; 10 — бетон; 11 — ключета; 12 — вариант дренажа тела плотины из пористого бетона; 13 — сечения плотины; 14 — конструктивный шов. (Размеры в мм.)

плотин на скальных основаниях приведены на рисунке 7.13.

Конструкция и размеры гребня. Вершину треугольного теоретического профиля (точка А на рис. 7.12) располагают на отметке НПУ (иногда ФПУ) или вблизи нее. Отметку гребня устанавливают так же, как в грунтовых плотинах. Для бетонных плотин принимают запас, равный для сооружений I класса — 0,8 м; II класса — 0,6 м; III и IV классов — 0,4 м.

На гребне плотины со стороны ВВ может быть установлен водонепроницаемый парапет. В этом случае величину d (см. рис. 7.12; 7.13) отсчитывают до верха парапета; отметка же гребня плотины может быть снижена, но не ниже ФПУ. Ширина гребня зависит от ширины проезжей части (служебные мосты, автодорога, железная дорога) и подкрановых путей, от ледовых и волновых воздействий, которые мало сказываются на прочности и устойчивости плотины в целом, но могут повлиять на прочность гребня, вследствие чего его иногда армируют. Минимальная ширина гребня — 2 м.

Противофильтрационные мероприятия в теле плотины. Предназначены для снижения противодавления в теле плотины и уменьшения опасности выщелачивания бетона. В качестве противофильтрационных мероприятий применяют: вертикальный дренаж плотины у верхней грани; полый экран;

укладку на верхней грани бетона повышенной водонепроницаемости; покрытие верхней грани слоем асфальта, металла, пластмасс.

Дренаж тела плотины. Его выполняют в виде *трубчатых вертикальных дрен* (рис. 7.13) или *дренажных шахт*. Расстояние от напорной грани плотины до оси дренажа $b_d \geq 2$ м при условии, что $b_d \geq h/I_{\text{доп}}$, где h — напор над расчетным сечением, $I_{\text{доп}}$ — допустимый градиент напора, который при отсутствии экрана на напорной грани принимают для гравитационных плотин равным 20. Диаметр дрен 15...30 см, расстояние между их осями 2...3 м. Диаметр дренажных шахт от 70...80 до 180 см, расстояние между ними 4...6 м и более; дренажные шахты хуже дренируют плотину. Трубчатые дрены выполняют с помощью постепенно поднимаемых обсадных труб, которые служат опалубкой, путем закладки труб из пористого бетона (рис. 7.13) или металлической сетки; иногда дрены устраивают при помощи бурения. Вода из дрен отводится по продольным галереям, а затем по поперечным галереям в НБ.

Противофильтрационные завесы и дренажи в основании (рис. 7.13). Они существенно уменьшают фильтрационное противодавление на подошву плотины (см. гл. 2.5). Типы дренажей (рис. 7.7), устраиваемых в основаниях гравитационных плотин: вертикальный, наклонный, горизонтальный и комбинированный. Дренаж под подошвой не устраивают в основаниях, не допускающих больших градиентов фильтрации из-за возможной химической или механической суффозии. **Вертикальный дренаж** (дренажная завеса) представляет собой один или два (редко больше) ряда скважин под подошвой (см. рис. 7.7); скважины обычно выходят в нижнюю дренажно-смотровую галерею; в ней следует предусмотреть возможность размещения оборудования для бурения новых скважин или очистки старых. Диаметр дренажных скважин 20...25 см. Расстояние между ними зависит от напора на плотину и гидрогеологических данных и равно 2...5 м. Расстояние a от оси дренажа до нижней части цементационной завесы (рис. 7.13) должно быть возможно меньшим; обычно $a \approx (2...3)l$, где $l \approx 2...4$ м, — шаг скважин в цементацион-

ной завесе; однако $a \geq 4$ м. Обычно стенки скважин не закрепляют; при опасности обрушения их оборудуют перфорированными трубами, последние при пересечении трещин с мелкозернистым заполнителем оборудуют гравийными фильтрами. Скважины выполняют после окончания работ по противофильтрационной завесе. Глубина дренажа $h_{др} \approx (0,5 \dots 0,75) h_{д.з}$ (рис. 7.13). Усиление работы дренажа достигается устройством второго ряда скважин (см. рис. 7.7, а). При сложном основании скважины должны пересекать сильнопроницаемые слои (см. рис. 7.7, б). При глубинных напорных водах иногда требуется устройство разгружающих скважин около плотины в НБ (см. рис. 7.7, б). При выполнении дренажной и цементационной завес из одной галереи цементационная или дренажная завеса может быть наклонной (см. рис. 7.7, в).

Наклонный дренаж устраивают обычно при выполнении дренажной и цементационной скважин из одной галереи (в плотинах низких и средней высоты при крепких водоустойчивых породах), а также при бурении из одной галереи двух наклонных дренажных скважин. Для улучшения эксплуатации дренажа (очистка, регулирование) лучше иметь отдельные дренажные галереи, не совмещаемые с галереями цементационной завесы.

Горизонтальный дренаж бывает следующих видов: 1) горизонтальные поперечные галереи через 10...15 м друг от друга на поверхности основания (плотина Джердап на р. Дунай и др.); они существенно снижают фильтрационное давление, но усложняют производство работ, 2) горизонтальные дрены в виде системы продольных и поперечных борозд, заполняемых дренирующим материалом (для плотин небольшой высоты); при наличии трещин, по которым движется вода, они могут и не перехватить воду; 3) горизонтальные крупные продольные галереи (полости), которые весьма эффективны, но усложняют производство работ (см. рис. 7.19, б), или галереи обычного размера, располагаемые через 10...15 м.

Комбинированный дренаж — сочетание в ряде случаев различных типов дренажа, повышающее его эффективность (рис. 7.7, в). Вертикальный (или наклонный) дренаж в сочетании с го-

ризоньальным применен на Усть-Илимской, Богучанской плотинах и др. Горизонтальный дренаж дополнительно к вертикальному выполняют обычно при прочных скальных основаниях, не подверженных химической суффозии. В ряде случаев дренаж устраивают под водобоем (плотины Джердап, Валлзее).

Роль дренажа играют и расширенные швы облегченных гравитационных плотин. Существенные сжимающие напряжения под низовой гранью плотины повышают водонепроницаемость основания в этой зоне, поэтому значение дренажа в данном случае особенно велико.

Галереи. Предназначены для отвода дренажной воды, контроля за работой дрен и состоянием бетона, прокладки коммуникаций (электропроводка, воздухопроводы, канализация), установки контрольно-измерительной аппаратуры, выполнения цементации швов и устройства цементационной завесы, проведения ремонтно-восстановительных работ. Галереи бывают продольные (вдоль тела плотины) и поперечные (для отвода воды в НБ, иногда используются как выходы из продольных галерей). По высоте плотины их располагают через 15...20 м. При самотечном отводе воды нижнюю галерею следует размещать выше межуровня воды НБ (в противном случае предусматривают откачку).

Различные схемы галерей приведены на рисунке 7.13. Минимальные размеры: ширина $b = 1,2$ м, высота $h = 2$ м. Галереи, из которых выполняют цементацию основания (или тела плотины), имеют в зависимости от типа оборудования $b \geq 2 \dots 2,5$ м и $h \geq 3 \dots 3,5 \dots 5$ м. Пол галереи, предназначенной для отвода дренажной воды, имеет уклон ($i \geq 1/50$) в сторону водосливного лотка или кювет. При нескольких ярусах галерей их по высоте соединяют шахтами, в которых размещаются лифты и маршевые лестницы, а из каждого нижележащего яруса в вышележащий — аварийные выходы на расстоянии $L \leq 300$ м друг от друга и не менее двух из каждой галереи. Вертикальные шахты служат для размещения маршевых лестниц, грузопассажирских лифтов грузоподъемностью 200...350 кг, грузовых лифтов грузоподъемностью до 1000 кг. Имеются также шахты для размещения грузо-

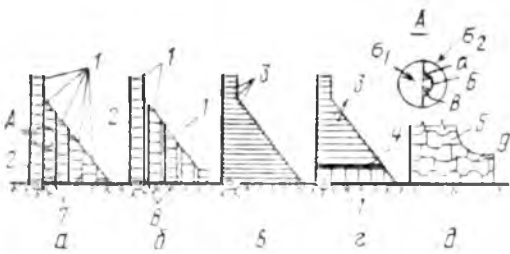


Рис. 7.14. Типы разрезки плотин строительными швами:

а, б — столбчатая с цементуемыми и бетонруемыми швами; в — секционная; г — смешанная; д — днепровского типа; 1 — столбы; 2 — блоки бетонирования; 3 — блоки бетонирования при секционной разрезке; 4 — арматурный пояс для борьбы с вертикальными трещинами (устраивается не всегда); 5 — штрабные блоки; 6 — вертикальный штрабный шов (при $\alpha = 60, 45$ и 30° соответственно $\beta = 30, 45$ и 60°); 7, 8 — цементуемые и бетонруемые швы; 9 — горизонтальный штрабный шов.

пассажирских лифтов, прямых и обратных отвесов (см. гл. 15.2). Смотровые колодцы (шахты), расположенные иногда в конструктивных швах, соединяют с галереями (рис. 7.15).

Швы плотин. По характеру работы их подразделяют на *строительные* (временные) и *конструктивные* (постоянные).

Строительные швы. Вертикальные швы уменьшают опасность трещинообразования в строительный период; ко времени пуска в эксплуатацию их заделывают путем бетонирования или цементации. *Горизонтальные* швы возникают при технологических перерывах в бетонировании.

Столбчатая разрезка с плотными (цементуемыми) швами (рис. 7.14, а) с последующей цементацией их применена на самых высоких зарубежных (Гранд-Диксанс — Швейцария, Бхакра — Индия и др.) и советских плотинах (Братская, Красноярская, Богучанская, Усть-Илимская). Достоинства ее: высокие темпы возведения (8...10 м в месяц и более), удобство при возведении сооружения очередями. Недостатки: необходимость последующей цементации при температуре замыкания, близкой к среднегодовой, искусственное охлаждение бетона. Такую разрезку применяют при благоприятном и среднем климате; выполнение ее затруднено в суровых, и практически она неприемлема в особо суровых климатических условиях, так как качественная цементация возможна при температуре бетона 4...5 °С. При местном обогреве бетона около швов ее можно применять и в более

суровых климатических условиях. Размеры блоков: высота в прискальной зоне 1,5...3 м; в зоне, удаленной от основания, 3...9 м; размеры в плане 9...16 м (меньший размер — для более суровых условий). Для нормальной цементации ширина раскрытия шва $\delta \geq 0,5$ м. Штрабы в плоскости шва (рис. 7.14, а) повышают сопротивление сдвигу в вертикальном направлении.

Столбчатая разрезка с объемными (бетонруемыми) швами (рис. 7.14, б) применена на Мамаканской, Зейской (массивно-контрфорсной) плотинах и др. Достоинства ее в отличие от предыдущей: независимое возведение отдельных столбов; применение для любых климатических условий; трубное охлаждение лишь в прискальной зоне и в оголовках (остальные блоки охлаждаются подбором температуры бетонной смеси и опалубки); возможность омоноличивания объемных швов при положительных и отрицательных температурах бетона. Недостатки: сложность бетонирования узких швов — шириной 1...2 м; увеличение площади опалубки на 30...50 %. Поверхность шва может быть штрабной или гладкой. Размеры блоков в плане такие же, как в разрезке с плотными швами. При температуре бетона около -10°C для надежного омоноличивания достаточно отогреть поверхность столбов на глубину 0,4...0,6 м. При возведении плотины очередями нижняя часть профиля (первая очередь) имеет иногда столбчатую разрезку с цементуемыми швами, а столбы последующих очередей имеют бетонруемые швы.

Секционная разрезка (разрезка на длинные блоки) — бетон укладывают на всю ширину от верховой до низовой грани (рис. 7.14, в). Достоинства: исключается цементация вертикальных швов; отпадает необходимость искусственного охлаждения бетонной кладки до температуры замыкания швов; уменьшается объем опалубочных работ; возможность более широкой механизации работ. Недостатки: увеличение зоны защемления блоков, соответственно более жесткие требования к температурному режиму, а следовательно, большие затраты на теплозащиту бетона и охлаждение бетонной смеси для борьбы с трещинообразованием; сложность организации бетонных работ при укладке бетона

одновременно на большой площади; большая опасность перерывов в бетонировании; необходимость с самого начала строительства освоить максимальные мощности бетонного завода для укладки в наиболее крупные блоки прискальной зоны. Секционная разрезка допустима в районах с умеренным климатом при $t_{\text{ср.год}} = 7...12^\circ\text{C}$. По высоте блоков она бывает двух видов: 1) блоками высотой 0,5...1,5 м (плотина Детройт в США — 1,52 м; Токтогульская — 0,5...1 м, перерывы в бетонировании 3...5 сут); 2) «канадского» типа с высотой блоков до 18...20 м (применялась на строительстве контрфорсных плотин), она требует высокого уровня организации работ. Достоинства: меньшее число горизонтальных швов, то есть плотина имеет большую монолитность; недостатки: возможен существенный разогрев блоков от экзотермии; необходимость устройства более жесткой опалубки, воспринимающей давление бетонной смеси.

Разрезка вперевязку («днепровского» типа, рис. 7.14, д) успешно применялась в условиях среднего и благоприятного климата на плотинах высотой до 50 м. Достоинства: не требуется омоноличивания строительных швов; исключается искусственное охлаждение (обеспечивается естественное остывание бетона при медленном росте сооружения по высоте). Недостатки: невозможность применения в суровых климатических условиях (вследствие интенсивного трещинообразования) и для плотин высотой более 50 м (подвижки блоков затруднены значительными силами трения по горизонтальным участкам ступенчатых швов, что приводит к появлению сквозных вертикальных трещин). Размеры блоков: высота от 2 до 3-4 м, у основания 1...2 м (на Кальчикской плотине до 8 м); плановые размеры — 12...13 м. Перевязка шва осуществляется для блоков высотой до 4 м на $(0,3...0,5)h$ блока; для более высоких блоков не более чем на 2,5...3 м. На Днепровской плотине блоки имели горизонтальные штрабы, без горизонтальных штраб применялась для плотин высотой до 100 м (плотина Монтелуи в Румынии). Темпы роста в высоту — примерно 4 м в месяц.

Разрезка смешанного типа (рис. 7.14, е) представляет собой сочетание

столбчатой и секционной. Ее можно применять при значительной длине подошвы плотины, то есть при весьма высоких плотинах, и использовать при неготовности системы температурного охлаждения в начале строительства. В нижней части бетонной кладки — столбчатая разрезка; на столбы укладывают длинный армированный блок — армопояс, на него — длинные бетонные блоки. Достоинство: рациональное решение для плотин большой высоты. Недостатки: устройство армопояса; необходимость четкого соблюдения последовательности работ в нижней части и температурного режима. Разрезка этого типа проверена на нескольких опытных секциях Красноярской плотины. Смешанная разрезка (секционная — внизу, столбчатая — сверху) может возникнуть в результате производственного эксперимента или вследствие изменения проектного решения.

Секционная разрезка с последующим прорезанием (специальными машинами) швов в бетоне без их дальнейшего омоноличивания (рис. 7.21, б) допускает применение бетона низких марок, что позволяет отказаться от искусственного охлаждения. Высота блоков обычно 1,5 м, длина 8...15 м. Этот тип разрезки, разработанный Оргэнергостроем, позволяет повысить уровень механизации работ. Известен также итальянский опыт укладки бетона на плотине Альпа Джерра, где бетонная смесь укладывалась от правого до левого берега с последующей нарезкой машинами конструктивных швов.

Конструктивные (деформационные) швы [17. 130 и др.]. По назначению подразделяются на температурные, предотвращающие появление трещин при колебании температуры окружающей среды и при охлаждении бетона; усадочные, не допускающие возникновения трещин от усадки; осадочные, исключаящие образование трещин от неравномерных осадков, вызванных различным весом секций (их размерами), различиями свойств основания или резкими изменениями в очертании каньона. Обычно температурные, усадочные и осадочные швы совмещают. Швы делят плотину по длине на секции (рис. 7.13). Основные факторы, от которых зависит размер секции, следующие: температурный ре-

жим в период строительства и эксплуатации; геология основания; очертание каньона; состав бетона; схема бетонирования; пропуск строительного расхода (гребенка или донные отверстия). Размер секции обычно от 7...8 до 15...22 м.

По конструкции они бывают плоские, штрабовидные, называемые также штрабными, шарнирные (рис. 7.15), ломаные (чаще применяют в зданиях ГЭС); *по значению воспринимаемого напора* — воспринимающие полный напор, подвергающиеся действию части напора, не подвергающиеся действию напора.

Наиболее часто устраивают *плоские швы*. Они просты в выполнении, проще опалубка, меньше расход материалов на ее изготовление, лучше отвод воды, профильтровавшаяся в шов; работа секций независима друг от друга и создает большую статическую определенность работы плотины. *Штрабовидные швы* применяют при специальном обосновании, когда используется пространственная работа сооружения. Передача через них касательных напряжений разгружает более нагруженные секции (при разнородном геологическом строении основания и т. п.); особенно эффективны они на склоновых участках и в узких каньонах с крутыми бортами. Их недостатки: сложность изготовления; концентрация напряжений в местах перегибов, приводящие к появлению трещин; худший отвод профильтровавшейся воды.

Требования к швам: водонепроницаемость; достаточная ширина, позволяющая отдельным секциям перемещаться независимо; возможность наблюдения за работой шва и ремонта уплотнения.

Основные элементы шва: уплотняющие устройства, обеспечивающие водонепроницаемость; дренажные устройства для организованного отвода профильтровавшейся через уплотнение или в обход него воды (дрены, колодцы); вспомогательные устройства — запасные шахты, смотровые колодцы, устройства для доливки и прогрева асфальтового материала и др.

Ширина швов зависит от геологии основания, размеров сооружения, колебаний температуры среды. Приблизительно она равна $\Delta l = \alpha t(l_1 + l_2)/2$, где α — коэффициент линейного расшире-

ния бетона; t — изменение температуры окружающей среды в период строительства и эксплуатации; l_1 и l_2 — ширина двух смежных секций. На основе натуральных данных ширина шва на глубине 5 м и менее от лицевой грани и гребня плотины равна 5...10 мм, в остальной части сечения (где устанавливается температура, близкая к среднегодовой) — 1...3 мм. Швы делают сквозными на всю высоту (что проще в производстве работ); иногда в центральной части плотины шов омоноличивают. Известны следующие способы устройства швов: многослойная штукатурка холодными асфальтовыми мастиками (ширина шва $\approx 5...20$ мм); наклейка одного или нескольких слоев рулонных гидроизоляционных материалов, в основном асфальтовых армированных матов или одного слоя асфальтовых плит (ширина шва до 20...40 мм). Их используют для образования шва по контуру сооружения, обычно на глубину 2,5...3,5 м от верхней грани и 4...6 м от низовой. Известно применение вместо обмазки алюминиевой опалубки, которая, саморазрушаясь, формирует шов. Швы образуются также вследствие усадки и остывания возводимых в разное время соседних секций; для предотвращения схватывания соседних секций поверхность шва секции первой очереди покрывают разжиженными битумами, битумными эмульсиями и пастами, горячим битумом, асфальтовой мастикой, реже глиняным раствором; ширина шва до 5 мм.

Уплотнения швов. Они бывают контурные наружные, контурные внутренние, основные внутренние (рис. 7.15). *Контурные наружные уплотнения* защищают шов от воздействия льда, волн, засорения, несколько повышают его водонепроницаемость. Обычно это бетонные, железобетонные или деревянные брусья (последние в зонах, постоянно находящихся под водой), плиты, пробка, резиновая лента, стальные полосы, полимеры, которые укладывают на подготовку из асфальтовых мастик или битумных матов. В зоне контакта с воздухом контурное уплотнение предотвращает попадание в шов осадков и замерзание воды. Со стороны НБ его устраивают не всегда. *Контурные внутренние уплотнения* ограждают галереи и внутренние полости, пересекающие швы, и располагаются

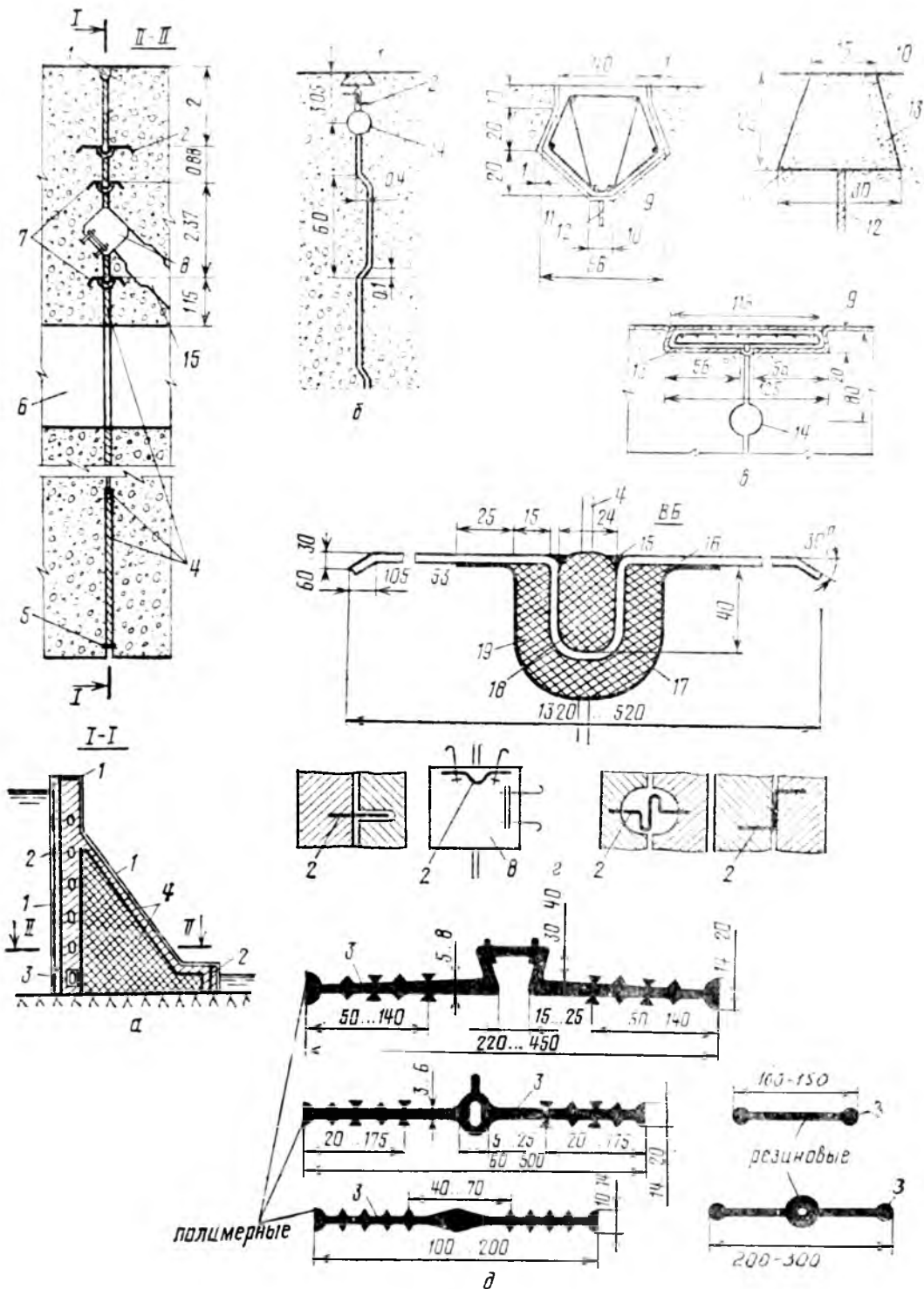


Рис. 7.15. Конструктивные швы и уплотнения гравитационных плотин на скальном основании: а, б — конструктивные швы соответственно плоский (Усть-Илимская плотина) и штральной (размеры в м); в — типы контурных наружных уплотнений (размеры в см); г — типы основных внутренних уплотнений — плоское и с компенсаторами: обычным, волнистым, Z-образным и конструкции Гидропроекта (Усть-Илимская плотина размеры в мм); д — типы контурных внутренних уплотнений (размеры в мм); 1 — контурное наружное уплотнение; 2 — основное внутреннее металлическое уплотнение; 3 — контурные внутренние уплотнения (из полимерных материалов или резины); 4 — заполнение шва; 5 — уплотнение со стороны НБ; 6 — галерея; 7 — контурное внутреннее уплотнение вокруг колодца; 8 — смотровой колодец; 9 — железобетонный брус; 10 — бетонная пробка; 11 — битумные маты; 12 — шов; 13 — обмазка горячим битумом; 14 — дренаж; 15 — битум; 16 — латунный лист $\delta=2,5$ мм; 17 — стеклоткань на клею; 18 — заполнение поризолом; 19 — технический войлок.

на расстоянии 0,2...0,5 м от поверхности полости. Выполняется из металлических, резиновых, пластмассовых диафрагм. *Основные внутренние уплотнения*, воспринимающие напор, размещают на расстоянии 1,5...2 м от напорной грани. В зависимости от принятых материалов и конструктивных особенностей они подразделяются на диафрагмы из металла, резины и пластмасс, асфальтовые шпонки и прокладки, инъекционные уплотнения (цементация и битуминизация).

Металлические диафрагмы рекомендуются в температурных швах при высоте сооружений до 200 м и выше. Они обладают высокой надежностью, однако недостаточно гибки в нормальном к плоскости шва направлении, недостаточно деформируемы в направлении, параллельном плоскости шва, более сложно их наращивание по сравнению с резиновыми. Металлические диафрагмы бывают компенсаторного типа: петлеобразные; Z-образные (проще по конструкции, но пригодны при меньших боковых смещениях); волнообразные (требуют устройства полости в шве и труднее стыкуются, но обладают большей гибкостью); без компенсаторов—менее надежные. Для диафрагм применяют низколегированные стали и сплавы, стойкие против коррозии, листы меди или латуни. Толщина диафрагмы определяется расчетом: на прочность от гидростатического давления воды, многократный изгиб, неравномерность осадок секций. Исследования МГМИ и Андижангидростроя показывают, что при значительных относительных смещениях секций разрушается бетон около места заделки диафрагм, а не диафрагма.

Диафрагмы из резины отличаются высокой деформируемостью (допускают деформации сдвига секций без разрушения до 127 мм, неравномерную осадку секций—5 см и более) и простотой наращивания. Недостатки их: потеря эластичности при воздействии солнечных лучей, воздуха, низких температур, сложность ремонта и возможность разрушения при воздействии агрессивных вод, щелочей, кислот, масел. Применяются в сооружениях с напором 50...250 м. Утолщение по бокам лент выполняют для анкеровки в бетон; полость в центре уменьшает срезающие напряжения, улучшает восприятие больших деформаций; срок их

службы может быть не менее 60 лет.

Диафрагмы из пластмасс изготавливают из полиэтилена, поливинилхлорида, винипласта, полиамидов, неопрена, стеклопластика, полиизобутилена и др.

Уплотнения из асфальтовой мастики бывают квадратного сечения от 15×15 до 60×60 см, прямоугольные от 60×80 до 80×170 см, треугольные (со стороной 25 см) и шестигранные (со стороной 40 см). За рубежом известны также круглые уплотнения ($d = 10...20$ см). Асфальтовая мастика—это битум с наполнителем (молотый известняк, доломит, кирпичный порошок или выстракованный цемент). Важный конструктивный элемент шпонки—верховые и низовые ограждения (для предотвращения утечек мастики) из металлических, резиновых, пластмассовых диафрагм (не рекомендуется применять просмоленные канаты) или в виде железобетонных шандор. Для повышения надежности уплотнения следует предусматривать автоматическое пополнение (или удаление) мастики из полости шпонки.

Дренажные устройства в деформационных швах. Они обеспечивают организованный отвод воды, профильтрованной через шов или бетон. Вертикальные дрены бывают круглые ($d = 15...20$ см) или квадратные (20×20 см); в плотинах выше 50 м дрены, используемые в качестве смотровой шахты, должны быть размером не менее 80×80 см. Смотровые шахты можно использовать в качестве запасных шпонок, поэтому они должны иметь верховое и низовое ограждения. Дрены располагают на расстоянии 1...1,5 м от основного уплотнения (или от низового ограждения асфальтовой шпонки) и соединяют с дренажной системой плотины. Цементация швов при их максимальном раскрытии позволяет отказаться от дренирования.

Цементация швов. Выполняется при температуре, близкой к среднесуточной. На плотине Саньмынься (Китай) цементация выполнена на всем участке между основными верховыми и низовыми уплотнениями; на плотине Красноярской ГЭС цементация полости шва выполнена на участке шириной 2 м.

Допустимый градиент фильтрационного потока в бетоне около уплотнения $l \leq 20$; глубину заделки диафрагм

в бетон принимают в зависимости от напора воды и от необходимой протяженности пути фильтрации, исходя из допустимого градиента. Число рядов уплотнений различно по высоте и зависит от напора и длины заделки диафрагмы в бетон. Диафрагмы следует размещать ближе к верховой грани, так как сжимающие напряжения от давления воды и набухания здесь наибольшие.

Зональность укладки бетона. В зависимости от условий работы в отдельные части плотин при высоте их более 20 м укладывают бетон различных марок, то есть его зонуют. Преимущества зональной укладки бетона: сокращение объема дорожностоящих бетонов (кавитационно-стойких, морозостойких и т. д.); удовлетворение требований к бетону различных по прочности и долговечности зон при уменьшении расхода цемента и применение более дешевых шлакопортландцементов, пуццолановых цементов, добавок в виде золы-уноса и др.; снижение затрат на регулирование температурного режима кладки в связи с уменьшением расхода цемента и использованием цементов с пониженным тепловыделением; снижение требований к заполнителям различных зон. Недостатки: усложнение и увеличение объема бетонного хозяйства; некоторое снижение темпов работ. Экономическая эффективность применения зональности — $\approx 10...20\%$ по бетону сооружения в целом. Её можно считать рациональной при различии расхода цемента в зонах примерно 10 кг на 1 м³ бетона (плотины Дворшак и Либби в США [112]).

В плотинах различают четыре зоны (рис. 7.16): I — наружные части плотин и их элементов, находящиеся под воздействием атмосферы, не омываемые водой; II — наружные части плотин в пределах колебания уровней воды в верхнем и нижнем бьефах; части и элементы плотин, периодически омываемые водой (водосбросы, водоспуски, водобойные устройства и т. д.); III — наружные, а также прилегающие к основанию части плотин, расположенные ниже минимальных эксплуатационных уровней воды верхнего и нижнего бьефов; IV — внутренняя часть плотин, ограниченная зонами I...III (в том числе бетон конструкций, прилегающий к замкнутым полос-

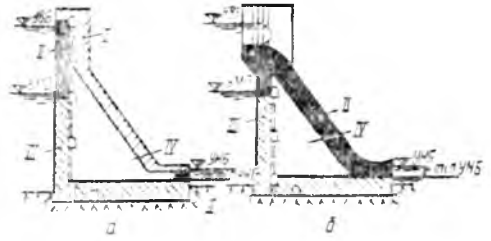


Рис. 7.16. Разделение плотины на зоны с учетом условий работы бетона в различных ее частях:

а — глухая плотина; б — водосливная плотина; I—IV — зоны.

тям в контрфорсных плотинах и облегченных гравитационных). Число марок бетона в плотине должно быть не более четырех; увеличение его требует специального обоснования. Границы зон располагают, исходя из общей схемы разбивки профиля на блоки бетонирования (см. ниже), однако ширина любой зоны должна быть не менее 2 м. Практически толщина зоны морозостойкого бетона при столбчатой разрезке равна длине блока (то есть обычно больше необходимой расчетной); при бетонировании длинными блоками толщина зоны $\approx 3...4$ м. Часто в разных зонах используют различные типы цементов (портландцемент, пуццолановые портландцементы, шлакопортландцементы, трехкомпонентные цементы и др.); на некоторых крупных плотинах (особенно в районах сурового климата) укладывали бетон с резко различными свойствами. В последние годы стремление укладывать бетон равномерно по высоте привело к зональной укладке его. Иногда на низовой и верховой гранях плотины устанавливают сборные плиты из бетона высоких марок, которые одновременно служат опалубкой. Марки бетонов предварительно назначают в зависимости от зоны и типа плотин.

Зона сооружения	Возможные марка бетона
Внутренняя	M150, B-2, M200, B-4
Наружная подводная	{ M200, B-8, Mрз100 M250, B-8, Mрз100
Наружная надводная	{ M200, B-8, Mрз150 M250, B-8, Mрз150
Переменного уровня в верхнем бьефе	{ M250, B-8, Mрз250 M300, B-8, Mрз300
Фундаментные части в подошве плотин (сопряженные с основанием)	{ M200, B-10, Mрз100 M250, B-10, Mрз100

Марку бетона зоны переменного уровня в НБ и водосливной грани обо-

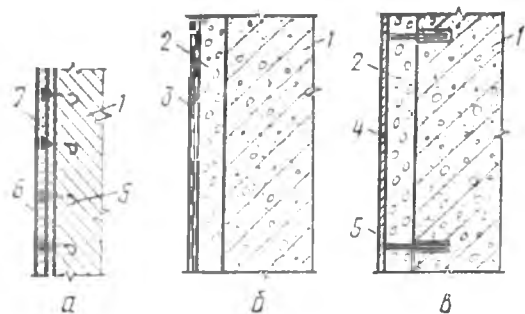


Рис. 7.17. Защитные покрытия плотин:

а — гидроизоляционный асфальтовый экран; б, в — полимерные теплогидроизоляционные покрытия, соответственно заливочное за скользящую опалубку и заливочное за защитное ограждение; 1 — бетон; 2 — заливочный пенопласт; 3 — армирующая эпоксидная гидроизоляция; 4 — листовый металл; 5 — анкер; 6 — листовый асфальт; 7 — ограждающая стенка.

сновывают в зависимости от климатических и эксплуатационных условий и скорости потока. При назначении марок бетонов, приготовленных на портландцементе марки 400, для зон переменного уровня и водосливных поверхностей можно ориентировочно принимать следующие соотношения между характеристиками морозостойкости, водонепроницаемости и прочности: Мрз100, В-4, М150; Мрз150, В-6, М200; Мрз200, В-8, М250; Мрз300, В-12, М300; Мрз400, В-12, М400; Мрз500, В-12, М500.

Защитные покрытия граней плотин [84, 25]. Предназначены (рис. 7.17) для предохранения: от разрушения чрезмерной фильтрацией (в частности, в плотинах, допускающих растягивающие напряжения на верховой грани, из низкомарочного бетона и т. п.); от агрессивной среды — воды; от высоких перепадов температуры, а также для защиты зон переменного уровня в верхнем и нижнем бьефах. В обычных условиях основным защитным покрытием служит «зональный» бетон. При укладке его на гранях плотины в обычных условиях можно не предусматривать специальных мероприятий. При суровом климате наиболее интенсивные разрушения происходят в зонах переменного уровня воды. Меры борьбы с разрушениями: повышение морозостойкости бетона или применение облицовок повышенной морозостойкости; устройство гидроизоляционных покрытий и облицовок (гидроизоляция, выполненная лишь в зоне переменного уровня, уменьшает водонасыщение, но не исключает тепловлажностных процессов, разрушаю-

щих бетон); применение теплогидроизоляции (наиболее эффективно, так как замедляются или исключаются тепловлажностные процессы, вызывающие разрушение).

Гидроизоляция напорной грани. В качестве гидроизоляции применяют асфальтовую штукатурку (горячую или холодную), покраску битумом, покрытия на основе каменноугольной смолы, а также рулонные материалы (асфальтовые маты, гидроизоляционный битум). Их недостатки: разрушение от действия ультрафиолетовых лучей; хрупкость при низких температурах; низкая прочность на растяжение; черный цвет. Лучшими свойствами обладают битумно-полимерные композиции и асфальтополимербетон. Перспективны полимерные гидроизоляционные покрытия (эпоксидное связующее с армирующим слоем из стеклоткани), имеющие пока высокую стоимость. Разработаны комбинированные покрытия (из каменноугольных смол и эпоксидных с армированием стеклотканью); они более экономичны, обладают высокой морозостойкостью, водонепроницаемостью, достаточной прочностью на растяжение, возможностью регулирования цвета, но пока что трудоемки; выполнение работ зависит от погоды. По данным НИС Гидропроекта, такое трехслойное покрытие обладает морозостойкостью более 1000 циклов, водонепроницаемостью при давлениях до 3 МПа и допускает раскрытие трещин в конструкции до 2 мм.

Теплогидроизоляция. Ее можно выполнять из антисептированной древесины (срок службы 20...25 лет), асфальтошлакобетона, из легких асфальтобетонов (например, асфальтокерамзитобетона), пенопластин (в частности, пеноэпоксидных составов) и др. В НИС Гидропроекта получены пеноэпоксидные покрытия с водонепроницаемостью при 0,4...0,6 МПа, теплопроводностью 0,035...0,092 Вт/(м·°С), температуропроводностью 5.10^{-4} ... 10.10^{-4} м²/с, теплоемкостью 0,71—1,34 кДж/(кг·°С). Наиболее эффективное конструктивное мероприятие в зонах с переменным уровнем — теплогидроизоляция.

При ледовых воздействиях целесообразны полимерные покрытия — эпоксидные армированные, при отсутствии льда — эласто-неопреновые, эпоксидно-каучуковые и т. д. При

агрессивности воды гидроизоляционное экранирование в *подводной зоне* можно выполнять асфальтовой штукатурной гидроизоляцией из горячего асфальтового раствора; литой асфальтовой гидроизоляцией; холодной асфальтовой штукатурной гидроизоляцией или оклеечной гидроизоляцией; в *зоне переменного* уровня дополнительно ставят защитное ограждение. Перспективно применение полимерных материалов.

Низовые грани гравитационных плотин обычно не имеют теплозащитных покрытий (но их можно использовать для регулирования термонапряженного состояния в эксплуатационный период). Вместо теплозащитных стенок с воздушной прослойкой можно применять пенопласты, легкие бетоны, пеноэпоксидные составы и т. д.

Армирование. Арматура гравитационных плотин бывает конструктивная, расчетная и монтажная.

Конструктивную арматуру устанавливают без расчета на основе опыта проектирования построенных сооружений. В СССР конструктивное армирование выполняют в виде сетки из арматуры типа А-III $\varnothing 16...25$ мм (четыре стержня на 1 м длины); ее устанавливают в конце вилочных швов, швов-надрезов, вокруг галерей, шахт, служебных помещений, в зонах колебаний уровней воды. Обобщение советского и зарубежного опыта позволяет сделать следующие основные выводы по конструктивному армированию [25, 29, 89];

1. В различных странах (а часто в пределах одной страны) однотипные плотины возводят с армированием и без него.

2. Армирование может несколько снизить поверхностное трещинообразование от усадки и температуры, уменьшить выветривание и облегчить необходимые ремонтные работы. Однако трещиностойкость следует обеспечивать главным образом регулированием температурного режима, правильной разрезкой швами, при необходимости — теплоизоляцией.

3. В суровых климатических условиях его следует выполнять на напорной грани в зоне переменного уровня; при средней температуре воздуха в самом холодном месяце года ниже минус 25°C необходимо рассматривать целесообразность устройства теплогид-

роизоляции из легкого асфальтобетона, эпоксидно-каменноугольных и поливинилхлоридных пенопластов или других теплоизоляционных материалов; на низовой грани, особенно при мягком климате (Закавказье, Таджикистан и т. д.), можно ограничиться армированием водослива.

4. Конструктивное армирование целесообразно вокруг напорных турбинных водоводов, глубинных водосбросов и водоспусков (если не ставится расчетная арматура) — кольцевая арматура $d=25...37$ мм, распределительная $d=25...37$ мм, шаг — $3...4$ на 1 м, узлы сетки анкеруют в бетон на $1,5...2,5$ м стержнями $d=25$ мм, — а также различных коммуникаций (галерей, шахт, лифтов и т. д.) — кольцевая — $d=25$ мм, $4...5$ на 1 м; распределительная (не всегда) — $d=25$ мм, $2...3$ на 1 м.

5. Не следует выполнять армирование для восприятия сейсмических воздействий, так как легкая арматурная сетка ничего не дает, а расчетное армирование будет излишне тяжелым; вокруг шахт для отвесов, узких круглых лазов и т. д.; межсекционных швов (если шов в зимнее время открыт, целесообразна его теплоизоляция).

6. При армировании водосливной грани или водобойной плиты арматурную сетку $d=19...25$ мм следует анкеровать в бетон (скалу) на глубину от $1,5...2,5$ до 4 м, приваривая анкера $d=16...25$ мм к узлам сетки; на носке-трамплине конструктивное армирование не рекомендуется, но при его применении устанавливают продольную арматуру (вдоль потока) $a=25$ мм через $20...25$ см с анкерровкой на глубину $1,5...2$ м (шаг анкеров $1,5...2$ м); распределительную — $d=16...19$ мм ($3-4$ на 1 м).

7. Толщину защитного слоя для рабочей и распределительной арматуры целесообразно принимать $70...100$ мм (не менее 60 мм и не менее диаметра).

8. Конструктивную и расчетную арматуру желательно применять в виде армоферм, армокаркасов, сварных каркасов и сеток, пространственных армокаркасов (армоблоков) с учетом технологии подачи бетона, его укладки и проработки.

Расчетную арматуру определяют расчетом и устанавливают обычно в

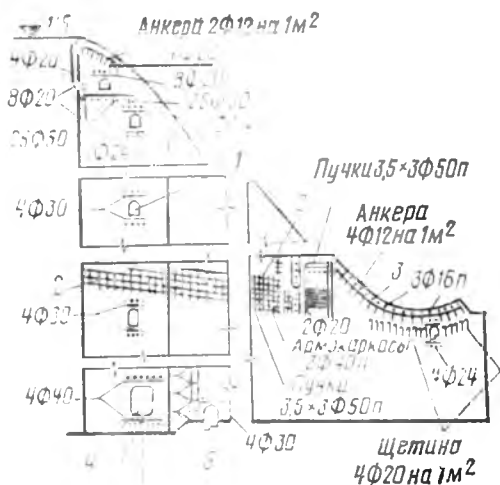


Рис. 7.18. Армирование водосливной секции плотины Братской ГЭС:

1 — галерея; 2 — временный водоспуск; 3 — носок-трамплин; 4 — цементационная галерея; 5 — лестница.

быках водосливов, в гасителях, пирсах и т. д.

Монтажную арматуру применяют для объединения стержней и сеток в армоконструкции; она должна максимально использоваться в качестве расчетной в железобетонных элементах.

Общий расход арматуры в гравитационных плотинах $\approx 3...12$ кг на 1 м^3 бетона. При достаточно суровом климате расход арматуры составил для Братской плотины (рис. 7.18) — в водосливных секциях $\approx 11,9$, в станционных до $13,6$ кг на 1 м^3 ; Красноярской — $11,5$; Усть-Илимской — 8 и Бухтарминской — 6 кг на 1 м^3 .

На рисунке 7.18 приведена схема армирования водосливной секции Братской плотины.

За рубежом в последнее время конструктивную арматуру устанавливают лишь на водосливной грани, носок-трамплинах и быках на гребне. Эти плотины построены в основном в сравнительно мягком климате. Возможно снижение количества конструктивной арматуры, так как она недонапряжена, а часто работает на сжатие [46].

7.2.2. Облегченные плотины

Бетонные гравитационные плотины с расширенными швами. Такие плотины (глухие и водосбросные) можно возводить в различных климатических условиях, а также на многоводных ре-

ках с устройством в них глубинных водосбросов, в том числе строительных водоспусков, водоводов зданий ГЭС. Основное назначение расширенных швов — снижение объема бетона при уменьшении фильтрационного и взвешивающего давления; кроме того, они ускоряют остывание бетона; в швах можно устанавливать бетоновозные эстакады, металл которых по окончании строительства демонтируется (Братская ГЭС); обогрев полостей может служить средством регулирования напряженного состояния плотины, а сами они могут быть использованы для хозяйственных нужд, для осмотра и ремонта плотины (см. также гл. 7.1).

Размеры расширенных швов: $e = 3...9$ м; $n = (0,4...1) a$; переходный участок от оголовка к стенке для уменьшения концентрации напряжений выполняют под углом 45° (рис. 7.19). В некоторых случаях расширенные швы по длине плотины имеют различную ширину; иногда их устраивают на участках русла с различными геологическими и топографическими особенностями для обеспечения большей свободы перемещений между отдельными секциями.

Плотины с продольными полостями. В плотине с полостью легче регулировать температурный режим (нижней части), увеличить сжимающие напряжения у напорной грани, устроить цементационную и дренажную завесы; появляется возможность цементировать швы в любое время года; проще сбор и отвод фильтрующей воды, возможен сквозной проход. Экономия бетона на плотине Мюльдорфер (рис. 7.19, б) составила 10% по сравнению с массивной. Иногда положительный эффект полости может быть усилен применением предварительного напряжения (варианты береговых секций Братской и Богучанской плотин).

Местоположение полости и ее очертание существенно сказываются на напряженном состоянии плотины и могут служить средствами регулирования напряжений в теле плотины и основании. Приблизительно верхнюю часть плотины рассчитывают как обычную гравитационную плотину, нижнюю — как массивную раму с жесткими узлами и жесткой (или полужесткой) заделкой в основании. Наиболее точно напряжения определяют методом фотоупругости.

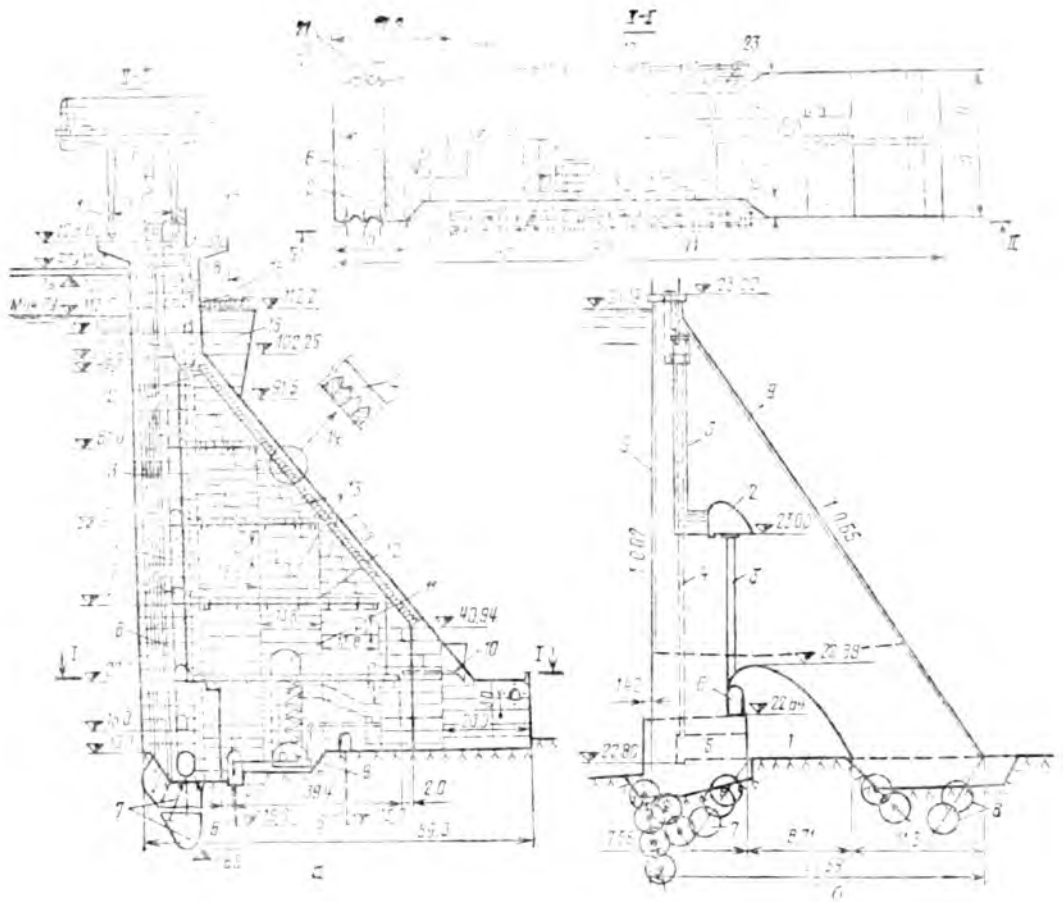


Рис. 7.19. Плотины с расширенными швами и с продольной полостью:

a — с расширенными швами (плотина Братской ГЭС) 1 — входной павильон; 2 — монолитный бетон; 3 — полость расширенного шва; 4 — грузопассажирский лифт; 5 — галерея; 6 — дренаж тела плотины; 7 — цементационная завеса; 8 — дренаж основания; 9 — насосная станция для откачки дренажных вод; 10 — воздуховод со стороны НБ; 11 — электрооборудование насосной станции; 12 — мостики; 13 — граница марок бетона; 14 — железобетонные сборные балки; 15 — пилоны автодорожного моста; 16 — автодорожный мост; 17 — железная дорога; 18 — наружное уплотнение; 19 — шпунка из латунного листа $b=4$ мм (одна из шпонок на профиле не показана); 20 — шпунка из битумной мастики 100×90 см; 21 — смотровой колодец, при необходимости превращается в шпунку 20; 22 — разбивочная ось; 23 — коллектор $d=1020$ мм для отвода фильтрационных вод; 24 — грузовая шахта); *б* — с продольной полостью — плотина Мюльдорферзее (1 — продольная полость, 2 — камера; 3 — контрольный колодец $d=70$ см; 4 — колодец маятникового отвеса $d=40$ см; 5 — помещение для измерений; 6 — смотровая галерея; 7 — цементационная завеса; 8 — укрепительная цементация; 9 — сборные ребристые железобетонные плиты $b_{пл}=6$ см, опалубка). (Размеры в м)

Плотины с предварительным напряжением бетона. Предварительное напряжение бетона плотины повышает устойчивость сооружения, улучшает его напряженное состояние, увеличивает водонепроницаемость основания и позволяет снизить объем бетона. Существует два способа создания предварительного напряжения: *домкратный* — при наличии анкеров (наиболее употребительный) и *бездомкратный* (см. рис. 7.4, д) — используются эффект разрезки плотины швами и поэтапность возведения или натяжные блоки. При анкеровке с домкратами стальные анкерные тязи, заделанные в скалу и проходящие свободно через тело плотины, натягива-

ются домкратами: усилие натяжения передается на плотину. Из построенных наибольшую высоту имеет плотина Ванапум (США) — 56,5 м. Плотина с анкеровкой приведена на рисунке 7.20, а. Известны плотины Катагунья (Австралия), Эрнестина (Бразилия), секция Братской плотины и др. В качестве тязей используют тросы из проволоки диаметром 5...7 мм (число проволок — от 12 до 555) и пакеты из стержней диаметром 28...36 мм (число стержней — 24...28). А. Н. Марчук предложил устраивать тязи из труб, выпускаемых для трубопроводов высокого давления. Удельный расход металла на тросовые тязи примерно в 2 раза ниже, чем на стерж-

невые; стоимость же их примерно одинакова. Предпочтение следует отдавать более жесткому тяжу, например трубчатому. Усилия, возникающие в тяжах, составляют от 1500 до 11 760 кН, а на 1 м длины плотины — до 1 840 кН, шаг анкеров 3...8 м. В отечественной практике используют арматуру классов В-II, Вр-II, К-7, А-III, А-IV, А-II. Для борьбы с коррозией тяжей в заделке необходима их плотная и прочная адгезия с цементом (большинство плотин не имеют защитных мероприятий); иногда применяют цинковое покрытие, предложены составы из эпоксидной смолы с каучуком ЭКК-50; в теле плотины тяжи иногда размещают в пластиковых трубах или покрывают битумом (2 см), заложеным между двумя слоями парусины, верхний участок покрывают краской (1...2 слоя). При повторных натяжениях применяют эпоксидно-каучуковое покрытие

ЭКК-200. Из натяжных устройств наиболее экономичны плоские домкраты [25].

Ячеистые плотины. Из низконапорных сооружений известны плотины типа, предложенного А. М. Сенковым (рис. 7.3, а), и разработанные Гипросельэлектро (рис. 7.3, б) и Союзгипроводхоза. Проектные проработки, выполненные рядом организаций, показывают возможность строительства средне- и высоконапорных ячеистых плотин следующих конструкций: из монолитного бетона; сборномонолитные, получившие наибольшее распространение (рис. 7.20, б, 7.3, в); сборные с соединением элементов с помощью сварки и бетона или без сварки и бетона. Ячейки заполняют грунтом, камнем; есть предложения о заполнении их водой. Размеры ячеек — 1,5×1,5...6×6 м, расход арматуры — 20...30 кг на 1 м³ бетона; грунт в ячейки подает-

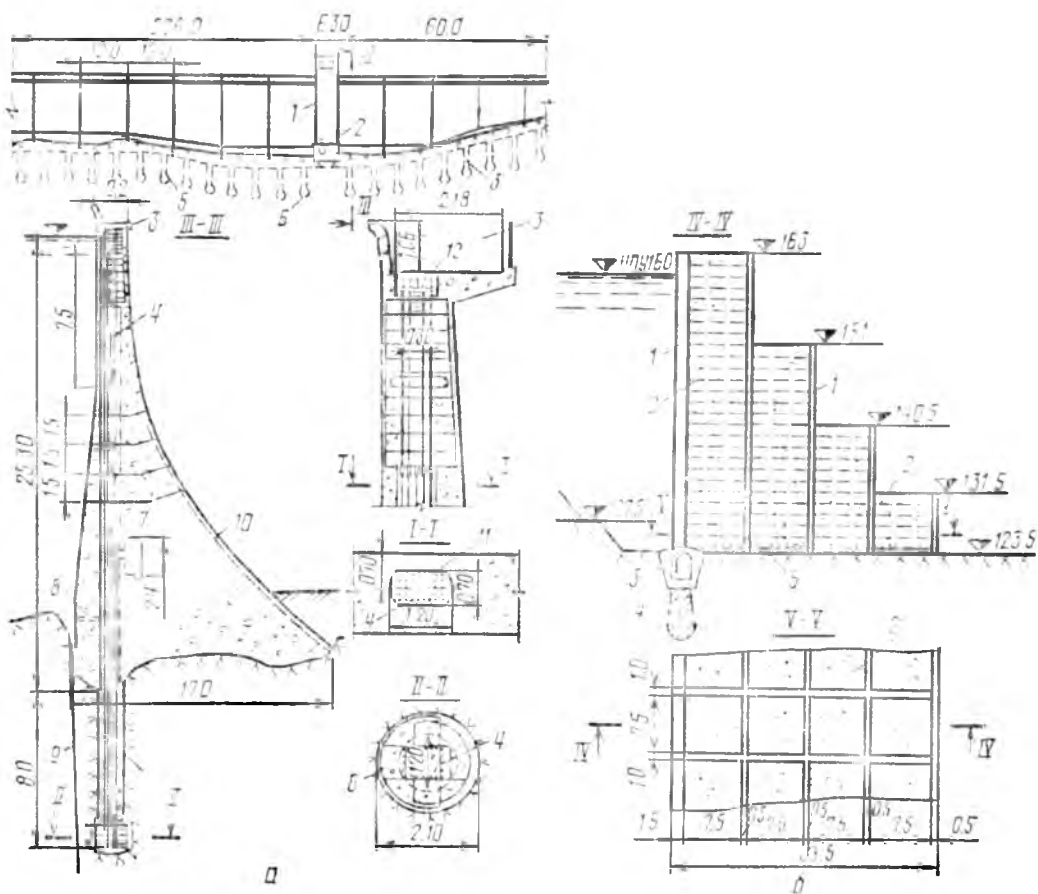


Рис. 7.20. Плотины с предварительным обжатием и ячеистые:

а — с предварительным обжатием — Олт-на-Леридж в Англии (1 — башенный водопуск; 2 — водовод; 3 — гребень; 4 — стержень; 5 — скважина, заполненная бетоном; 6 — конусовидный анкер; 7 — смотровая галерея; 8 — временный лаз; 9 — цементационная скважина; 10 — арматурная сетка; 11 — шахта; 12 — система погружения; б — ячеистая сборно-монолитная Хилкоксской ГЭС (1 — стенки каркаса; 2 — засыпка из местного материала; 3 — бетонный зуб; 4 — цементационная завеса; 5 — дренирующий слой). (Размеры в м)

ся автомашинами или транспортерами; толщина стенок ячеек 0,1...0,6 м, контрофоров — 0,1...1 м. Методика расчета ячеистых плотин изложена в Рекомендациях по конструированию сборно-монолитных ячеистых конструкций и организации изготовления их элементов (М.: Союзгипроводхоз, 1983).

7.2.3. Пути усовершенствования и удешевления гравитационных плотин

Основные направления совершенствования конструкций рассмотрены в главе 7.1.

Технологические мероприятия предусматривают: зональное распределение бетона; учет изменения свойств бетона во времени; использование заполнителей максимальной крупности, применение поверхностно-активных добавок, а также тонкодисперсных минеральных добавок (зола уноса ТЭС и т. п.) для замены части цемента; применение жестких бетонных смесей; использование полностью механизированных поточных методов бетонирования, сочетающих высокую интенсивность с предотвращением трещинообразования. Из методов укладки бетона представляют интерес метод, примененный на строительстве плотины Альпа Джера, Токтогульский и разрабатываемые Оргэнергостроем с непрерывной укладкой бетона с низким содержанием цемента, с уплотнением бетона укаткой; имеются новые проекты технологии и конструкций, разработанные в Англии (рис. 7.21, а), проекты Оргэнергостроя Бурейской и Богучанской

плотин (рис. 7.21, б). Упрощение технологии связано и с упрощением конструкции (например, отказ от галерей и т. д.).

К **конструктивным мероприятиям** относятся следующие:

устройство плотин с экранами (металлическими, железобетонными или полимерными); а) при допущении растягивающих напряжений в плотинах обжатого профиля (вариант Курпсайской плотины, экономия бетона 15 %, в стоимости ≈ 10 %, рис. 7.1, г и 7.21, г, б) при наличии в плотине незацементированных швов (плотины Альпа Джера и Пуан Палло в Италии, возведенные на разномодульном основании в сейсмичном районе, вариант Богучанской плотины — рис. 7.21, б); замена части бетона камнем или водой (такой прием усложняет производство работ), заполнение песком или гравием взамен камня менее эффективно из-за их меньшего удельного веса; при параметрах сдвига меньших 0,65...0,70, если определяющим для плотины будет условие устойчивости, а на напряженное состояние, возможна пригрузка ее водой (см. рис. 7.12, з, б);

обжатие верхней грани, которое может быть достигнуто применением анкерки (рис. 7.20, а) или соответствующей разрезки швами, а также наклоном напорной грани в сторону верхнего бьефа (рис. 7.12, 7) с уклоном $1/7...1/8$; иногда обратный уклон создают лишь в нижней части напорной грани (рис. 7.12, 4);

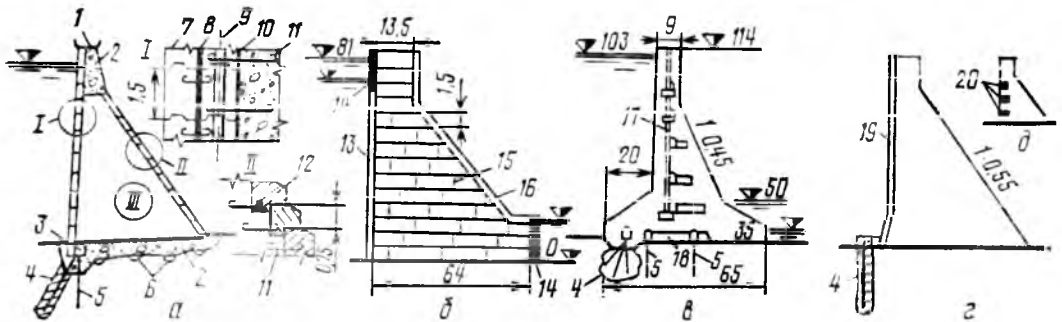


Рис. 7.21. Пути удешевления и облегчения массивных гравитационных плотин:

а — плотина из тощего бетона; б — вариант плотины Богучанской ГЭС (Оргэнергострой) из тощего бетона М100; в — предварительно напряженная плотина без анкерки в основание с комбинированным дренажем; г — вариант Курпсайской плотины обжатого профиля с экраном; д — плотина с прокладками из полимербетона; 1, II — облицовка напорной и низовой граней; III — тощий жесткий бетон; I — сборные элементы гребня; 2 — массивный бетон; 3 — галерея; 4 — противофильтрационная завеса; 5 — дренажная завеса; 6 — горизонтальные дрены; 7 — внешние сборные плиты (3×1,5×0,5 м); 8 — битумная заливка — 10 см; 9 — дрены (d=200 мм, шаг 750 мм); 10 — внутренние сборные плиты с дренажами (3,0×1,5×1,0 м); 11 — анкера, 3 шт. на одну плиту; 12 — сборные элементы низовой грани; 13 — гидроизоляция; 14 — теплогидроизоляция; 15 — тощий бетон, швы нарезаются специальной машиной; 16 — железобетонная опалубка; 17 — пучки арматуры в крупногабаритных каналах; 18 — горизонтальный дренаж; 19 — экран; 20 — полимербетонные низко-модульные вставки. (Размеры в м)

регулирование напряженного состояния устройством: надрезов (одного или нескольких) на верховой грани, снимающих (или уменьшающих) растягивающие напряжения; при возникновении растягивающих напряжений на низовой грани при анкеровке или при опорожнении водохранилища можно устраивать надрез и на низовой грани; следует иметь в виду, что при устройстве надрезов может снизиться несущая способность плотины в целом; вместо надрезов возможно устройство разгружающих низко модульных полос (предложение Г. М. Каганова), например из полимербетонов (рис. 7.20, *д*); низко модульных прокладок в основании, уменьшающих пики напряжений (предложение В. Н. Ломбардо, Г. Э. Шаблинского); укрепительной цементации под низовой гранью при разно модульных массивах в основании $E_2 < E_1$ (см. рис. 3.11, *а*);

повышение несущей способности и устойчивости плотины, что обеспечивается наклоном подошвы в сторону ВБ или устройством зуба (последний, однако, создает неблагоприятные концентрации напряжений), а также штрабных поперечных швов или их омоноличиванием (бесшовная плотина); это может дать экономию в бетоне (при этом отсутствуют уплотняющие устройства в швах);

размещение здания ГЭС в теле плотины, что дает экономию бетона по гидроузлу, однако усложняет произ-

водство работ и увеличивает расход арматуры; это мероприятие требует технико-экономического обоснования;

имеются предложения об устройстве гравитационных плотин из сборных блоков при наличии экрана; следует иметь в виду сложность ремонта экранов при крупных водохранилищах и при их небольшой сработке;

сочетание различных способов облегчения; например, анкеровка и уменьшение фильтрационного давления (рис. 7.21, *в*); наклон части напорной грани; замоноличенная предварительно напряженная арматура и пригрузка водой и др.;

имеются предположения по регулированию напряженного состояния плотин (в частности, при суровых условиях) путем подогрева отдельных ее элементов.

7.2.4. Расчеты напряженного состояния гравитационных плотин

Элементарные методы. Расчет крайних напряжений *методом сопротивления материалов* выполняют, рассматривая секцию плотины или (при отсутствии полостей, трубопроводов и т. д.) элемент единичной длины. Сначала определяют по формуле внецентренного сжатия σ_y . В общем случае (при расчете секции):

$$\sigma_y = N/F \pm (W/I) x. \quad (7.1)$$

При расчете элемента единичной длины:

$$\sigma_y = N/b \pm 6M/b^2. \quad (7.2)$$

Напряжения τ_{xy} , σ_x и главные напряжения определяют из условия равновесия сил, действующих на грани элементарных треугольников: для τ_{xy} треугольники 1 и 2 $\Sigma y = 0$, для σ_x треугольники 1 и 2, $\Sigma Y = 0$; $\Sigma X = 0$; для главных напряжений — треугольники 3 и 4, $\Sigma Y = 0$ (рис. 7.22).

Напряжения на верховой грани (рис. 7.22):

$$\sigma_y = N/b + 6M/b^2; \quad \sigma_x^a = \sigma^a m_1^2 - \gamma_b h (1 - m_1^2), \quad (7.3)$$

$$\tau_{xy}^a = (\gamma_b h + \sigma_y^a) m_1, \quad (7.4)$$

$$\sigma_1^a = \sigma_y^a (1 + m_1) + \gamma_b h m_1, \quad (7.5)$$

$$\sigma_3^a = -\gamma_b h, \quad (7.6)$$

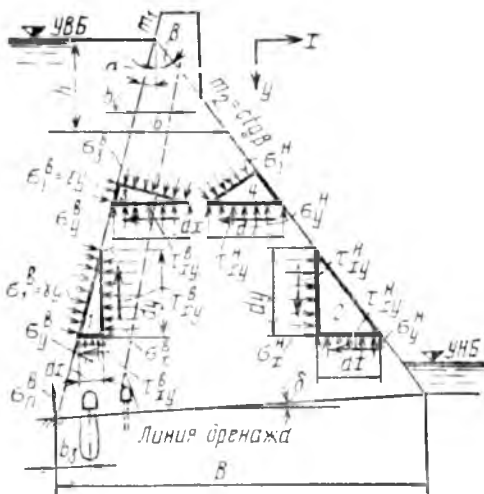


Рис. 7.22. Схема для определения напряжений на гранях плотины — τ_{xy} , ($\Sigma Y = 0$), σ_x , ($\Sigma X = 0$), σ_1 и σ_3 ($\Sigma Y = 0$); $m_1 = \text{ctg } \alpha$, $m_2 = \text{ctg } \beta$.

$$\sigma_n^H = \frac{1+m_1^2}{2} \left\{ \sigma^B [\cos 2(\alpha - \delta) \pm 1] + \right. \\ \left. + \gamma_B H \left| \cos 2(\alpha - \delta) - \frac{1-m_1^2}{1+m_1^2} \right| \right\}; \quad (7.7)$$

на низовой грани:

$$\sigma_y^H = N/b - 6M/b^2, \quad (7.8)$$

$$\sigma_x^H = \sigma_y^H m_2^2 - \gamma_B h_H (1 - m_1^2); \quad (7.9)$$

$$\tau_{xy}^H = -(\sigma_y^H + \gamma_B h_H) m_2, \quad (7.10)$$

$$\sigma_z^H = -\gamma_B h_H, \quad (7.11)$$

$$\sigma_1^H = \sigma^H (1 + m_2^2) + \gamma_B h_H m_2^2, \quad (7.12)$$

где $\sigma_y^H, \sigma_x^H, \sigma_z^H, \sigma^H$ — нормальные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам у верховой («в») и у низовой («н») граней; τ_{xy}, τ_{xz} — касательные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам у верховой и у низовой граней; $\sigma_1^H, \sigma_3^H, \sigma_2^H, \sigma_4^H$ — максимальные и минимальные главные напряжения у верховой и у низовой граней; σ_n^H — нормальные напряжения на площадках контактного сечения у верховой грани; M — момент сил, приложенных к плотине выше расчетного сечения, относительно центра тяжести этого сечения; N — нормальная сила, равная сумме проекций на нормаль к расчетному сечению всех сил, действующих на плотину выше расчетного сечения; b — ширина расчетного сечения; γ_B — удельный вес воды; h_T, h_H — напор над расчетным сечением со стороны верхнего и нижнего бьефов; $m_1 = \text{ctg } \alpha$; $m_2 = \text{ctg } \beta$ — заложение верховой и низовой граней на уровне расчетного сечения; δ — угол между плоскостью подошвы и горизонтальной плоскостью. Растягивающие силы (напряжения) приняты со знаком плюс, сжимающие — со знаком минус; моменты по часовой стрелке — со знаком плюс, против часовой стрелки — со знаком минус.

Метод О. Мора (приближенный) позволяет определить крайевые напряжения и напряжения внутри тела плотины [9].

Методы теории упругости позволяют учесть нелинейность распределения напряжений в сечениях плотины, податливость основания, концентрации напряжений, различие физико-механических и теплофизических свойств в разных зонах плотины и основания и

др. Имеются решения теории упругости для бесконечного клина и для контактной задачи (представляющие наибольший интерес и позволяющие получить распределение напряжений по контакту). При решении контактной задачи используют следующие идеи: «сращивание» смещений контактных точек или рассмотрение нижней части плотины как балки, нагруженной сверху напряжениями, возникающими в треугольном клине, а с торцов — заданными внешними напряжениями. Наибольшее распространение получили численные методы решения задач теории упругости: *метод конечных разностей* (МКР) и *метод конечных элементов* (МКЭ). В последние годы во ВНИИГ, Гидропроект, МИСИ, ВОДГЕО разработан ряд универсальных программ для решения плоских и трехмерных задач теории упругости. Полученные напряжения сравнивают с критериями прочности, приведенными в главе 3.3. В соответствии со СНиП в критериях прочности рекомендовано учитывать сложное напряженное состояние; возможен учет и длительной прочности [24]. Особенности расчетов облегченных плотин приведены в [9]. Начиная применять методы расчета (А. А. Храпков, В. Г. Орехов и др.), базирующиеся на линейной и нелинейной механике разрушения, позволяющие анализировать процесс развития трещин в плотине и основаниях.

7.3. БЕТОННЫЕ ВОДОСБРОСНЫЕ ПЛОТИНЫ

7.3.1. Основные типы и схемы

Бетонные водосбросные плотины (водосливные плотины, плотинные водосбросы) можно возводить на скальных и нескальных основаниях; в последнем случае сопротивление плотины сдвигу в 1,5...4 раза меньше, а допустимые нагрузки на основание существенно ниже. Поэтому плотины на нескальных основаниях возводят более распластанными и большего веса, чем на скальных; экономически целесообразными считаются плотины высотой 40...50 м. Сбрасываемый расход (см. гл. 4.1) можно пропускать либо по поверхности плотины, либо через специальные галереи в ее теле (*глубинные водосбросы*), которые могут распола-

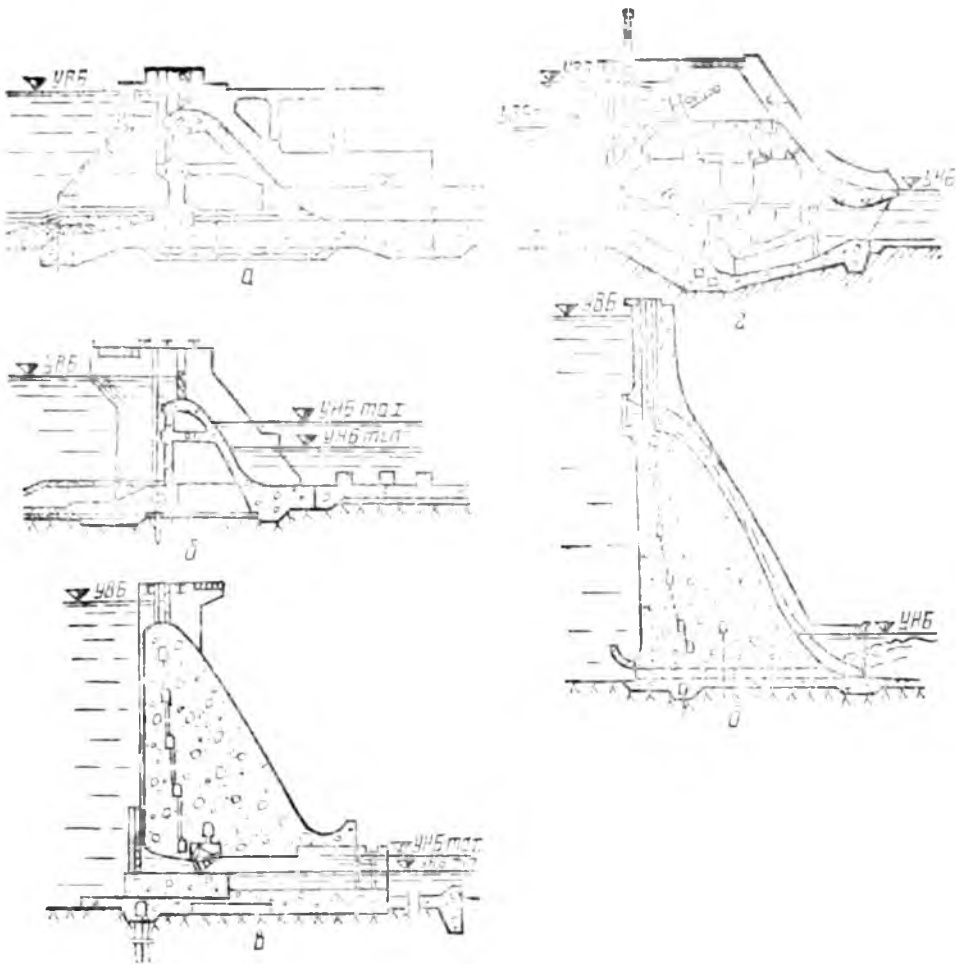


Рис. 7.23. Основные типы бетонных водосбросных плотин:

а, б — высокопороговые пустотелого профиля с консольной фундаментной плитой, замененной тонкой анкерной (б); в, г — высокопороговые сплошного профиля с поверхностным переделом и глубинным водосбросом (в), встроенным зданием ГЭС (г); д — с глубинными отверстиями и движением потока по потолку галереи.

гаться в несколько ярусов. Тело водосбросной плотины (см. гл. 4.1) бывает с *высоким* или *низким* порогом (рис. 4.1, 7.23). Бетонные водосбросные плотины выполняют и по типу сифонного водосброса.

Выбор типа водосбросной плотины обусловлен тремя факторами: действующим напором и возможностями форсирования уровня ВБ; топографическими и геологическими условиями створа гидроузла, а также условиями компоновки его сооружений; условиями строительства и принятым способом пропуска строительных расходов. *Плотины с низким порогом* обычно размещают в русловых частях створа в компоновках низко- и средненапорных гидроузлов. Их береговое расположение менее целесообразно из-за больших объемов земляных работ и ухудшения

гидравлических условий. *Плотины с высоким порогом* в основном размещают на пойме или в рукаве русла реки. Относительно большие глубины и напоры облегчают условия подвода воды к плотинам и снимают ограничения по пропуску льда: он тает в водохранилище.

Пойменное расположение высокопороговых плотин реализовано на большинстве построенных гидроузлов. Применение двухъярусных плотин (рис. 4.1, е) с поверхностным и донным водосбросами вызвано, с одной стороны, стремлением улучшить гидравлические условия работы НБ, а с другой — необходимостью пропуска строительных расходов. В определенных условиях применяют водосбросы лишь с донными отверстиями. При достаточно больших напорах возводят

плотины со встроенным машинным залом (рис. 7.23, з).

Конструктивную схему водосбросной плотины разрабатывают с учетом следующих требований:

устойчивости на сдвиг при сохранении прочности основания; общей прочности для всех расчетных случаев;

благоприятного режима сопряжения бьефов, недопущения возникновения сбойных течений и опасных размывов дна;

приемлемых значений фильтрационного противодействия при обеспечении фильтрационной прочности основания;

применения современных средств механизации всех строительных работ, максимального использования местных материалов и рабочей силы, строгого соблюдения сроков строительства и минимальной его стоимости.

Длину водосливного фронта устанавливают на основе технико-экономического сравнения вариантов в увязке с технически целесообразным значением удельного сбросного расхода, а также условиями пропуска льда через водосброс (в основном для низкопороговых плотин). Увеличение q позволяет сократить длину фронта, но ведет к увеличению объема бетона, расходуемого на крепление, и размывам за ним. Для ориентировочного назначения q (несколько оснований) используют зависимость [39]:

$$q = 1,73v_0 \sum_{h=1}^{1,2} H_p^{1,2} \approx 1,7v_0 \sum_{h=1}^{1,2} h_{\max}^{1,2}, \quad (7.13)$$

где v_0 — неразмывающая скорость грунта основания при глубине 1 м, м/с; H_p — глубина потока на рисберме при расчетном расходе, м; h_{\max} — глубина размыва за рисбермой.

На мягких грунтах удельные расходы назначают от 35 до 75 м²/с на 1 м в зависимости от качества грунта. Скальные грунты позволяют принимать существенно большие значения удельных сбросных расходов — 100...300 м²/с на 1 м и более.

Высоту тела плотины (водослива) устанавливают в зависимости от компоновочного решения всего гидроузла, геологии основания, отметки дна водобоя, схемы пропуска строительных расходов и др. Число пролетов тесно связано с типом затворов, расчетной пропускной способностью, а также условиями пропуска льда. При плоских и сегментных затворах наиболее целесо-

образны пролеты по 16...20 м; большие пролеты (до 30...35 м) с сегментными затворами принимают при малом числе их.

По условиям пропуска льда на реках южных районов и реках, текущих с севера, ширину пролетов назначают не менее 10 м, а на северных реках и реках, текущих с юга на север, — не менее 18 м. Соросбросные отверстия должны иметь пролет не более 10 м. Минимальный напор на водосливе из условий пропуска сора должен быть не менее 3 м, а из условий пропуска льда — не менее 1,5δ+0,15 м, где δ — максимальная толщина льдин.

Выбор расчетного режима сопряжения бьефов рассмотрен в главе 4.4. Выбор схемы подземного контура — один из определяющих факторов для водосбросных плотин на нескольких основаниях (см. 7.3.2).

Устойчивость плотины на сдвиг и необходимая прочность ее обеспечиваются рациональным размещением нагрузок на фундаментную плиту. Следует предусматривать такое размещение нагрузок, действующих на плиту сверху, чтобы в сочетании с другими нагрузками получить значение коэффициента неравномерности нагрузок $K_{н.р} = \sigma_{\max}/\sigma_{\min}$; для глинистых оснований $K_{н.р} < 1,5...2$, для песчаных — $K_{н.р} < 2...3$, где σ_{\max} и σ_{\min} — максимальное и минимальное нормальное напряжения на основание. Для соблюдения этих условий необходимо сдвигать все силы веса и пригрузку водой возможно больше в сторону ВБ, так как в этом случае уменьшаются напряжения на основание от момента горизонтальных сил. Основные рабочие затворы размещают на гребне водосливного оголовка или в начале водоската. Аварийно-ремонтный затвор находится на расстоянии не менее 1,5...2 м от основного из-за необходимости проведения ремонтных работ в пространстве между затворами.

Подземную часть фундаментной плиты и водобоя проектируют таким образом, чтобы нагрузки, действующие на плиту снизу вверх (взвешивающее и фильтрационное противодействие), были минимальными, а размеры и конструкция этой части плотины гарантировали необходимую фильтрационную прочность пород основания. Для этой цели на подошве фундаментной плиты и водобоя устраивают зубья. Они

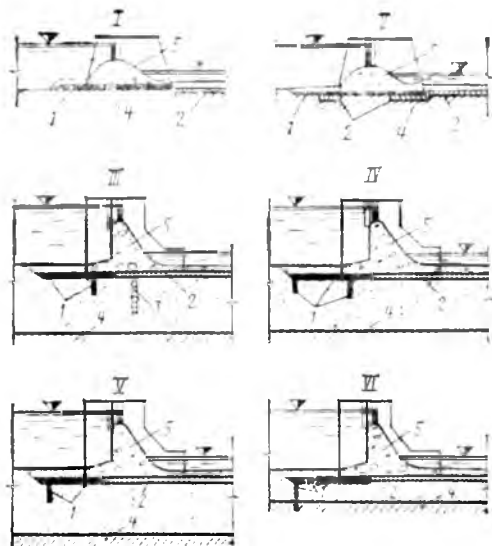


Рис. 7.24. Основные схемы водосливных плотин на скальных основаниях:

I, II — при расположении плотин непосредственно на водоупоре, когда устройство вертикальных противофильтрационных элементов нецелесообразно; III, IV, V — при глубоком залегании водоупора; VI — при неглубоком залегании водоупора; 1 и 2 — непроницаемая и проницаемая (дренаж) части подземного контура; 3 — вертикальный дренаж; 4 — водоупор; 5 — плотина.

улучшают сопряжение с основанием и предотвращают опасную контактную фильтрацию. Из условий производства работ их ширину понизу принимают равной 3 м и более, глубину — 2...3 м и более. Схема подземного контура (рис. 7.24) зависит от свойств основания, которое при скальном грунте может быть относительно однородным и неоднородным, с водоупором, расположенным на большой глубине, на достижимой глубине и непосредственно под фундаментом плотины.

Схема I — раслапанная бетонная плотина, стоящая непосредственно на водонепроницаемом глинистом основании. Подземный контур — плоский незаглубленный, не имеющий вертикальных противофильтрационных элементов. Фундаментная плита заглублена в основание весьма незначительно.

Схема II отличается от схемы I заглублением плиты и всего контура в основание на 0,2...0,3 высоты плотины. Дренаж в обеих схемах — под водобоем фундаментной плитой и даже понуром. На грунтах с малым углом внутреннего трения устраивают *анкерный понур* с дренажем под ним. Значительное усилие, прижимающее понур к ос-

нованию, равно разнице между гидростатическим давлением на понур сверху и фильтрационным противодействием, резко уменьшенным с помощью дренажа под понуром.

Схема III — одношпунтовый подземный контур при глубоком залегании водоупора с понуром и королевым (расположенным в начале фундаментной плиты) шпунтом. Фильтрационное противодействие практически полностью снято горизонтальным дренажем под фундаментной плитой и водобоем, а также вертикальным дренажем, разгружающим основание в зоне малопроницаемых прослоек под ним. Благодаря дренажам плетина может иметь минимальный вес.

Схема IV — двухшпунтовый подземный контур, применяемый при анкерных понурах. Дренаж устраивают под фундаментной плитой, водобоем и понуром. Разновидностью этой схемы будет трехшпунтовая схема с понурным, королевым и водобойным коротким шпунтом в конце фундаментной части, выполненным водопроницаемым (перфорированным), как средство борьбы с выпором в зоне выхода потока в НБ. Делать водобойный шпунт более глубоким не имеет смысла, так как это увеличивает противодействие на фундаментную плиту. Эту схему, как и схему III, применяют при глубоком залегании водоупора.

Схема V — одношпунтовый подземный контур с понуром и дренажем под фундаментной плитой и водобоем. Ее применяют при глубоком залегании водоупора в тех случаях, когда необходимо перехватить фильтрационный поток понурным шпунтом до плотины, например для защиты бетона от агрессивных фильтрационных вод. Если водоупора можно достичь шпунтом, стенкой в грунте или завесой, целесообразно применить схему VI. Она позволяет практически полностью перекрыть фильтрационный поток и предотвратить все последствия фильтрации воды под плотиной.

Вертикальные противофильтрационные элементы в виде шпунтов под плотинами, расположенными непосредственно на водоупоре, то есть на связанных глинистых грунтах, устраивать нецелесообразно. Их водопроницаемость адекватна водопроницаемости основания, и никакого эффекта они дать не могут. Вместо шпунтов устра-

ивают неглубокие завесы — зубья, которые предотвращают возникновение сквозной и контактной фильтрации.

7.3.2. Конструкции плотин

Элементы подземного контура. Различают водонепроницаемые и слабо-водопроницаемые *понуры* с коэффициентом фильтрации порядка 10^{-6} см/с. При глинистых и суглинистых основаниях применяют водонепроницаемые понуры, а при песчаных и супесчаных основаниях — слабоводопроницаемые. Понуры могут быть гибкие и жесткие. *Гибкие* выполняют из легкодеформируемых материалов (глины, суглинки, асфальты, глинобетон, полимерные пленки и др.) — они должны иметь возможность деформироваться вслед за деформациями основания. Водопроницаемость материала понура должна быть в 50 и более раз меньше водопроницаемости основания. Длину понура принимают от $(1...1,5)H$ до $2,5H$. При небольших напорах (до 15 м) понуры устраивают из глины, суглинка или торфа. При больших напорах понуры выполняют из глинобетона, асфальта, железобетона с гидроизоляцией. Понуры из связных грунтов должны в любом сечении иметь толщину $\delta \geq (\Delta H / I_{\text{доп}})$, где ΔH — разность давлений на понур сверху и снизу; $I_{\text{доп}}$ — допустимый градиент фильтрации через понур (глины — 6...8, суглинки — 4...5). Минимальная толщина грунтовых понуров в начале — 0,75 м, у плотины — 1...2 м.

Глинобетонные понуры состоят из глины (20...25%), песка (30...40%) и гравия (35...40%); они меньше подвержены морозному пучению при строительстве в зимнее время. Для предохранения понуров от промерзания на них сверху отсыпают обратный фильтр (толщиной 0,15...0,2 м и более), который покрывают креплением из бетонных плит (0,2...0,5 м) или каменной отмосткой. Весьма ответственным узлом является примыкание понура к плотине. Для предупреждения образования трещин или щелей в этой зоне (щель шириной 1 см полностью выводит понур из работы как противофильтрационный элемент) шов между плотиной и понуром выполняют наклонным, в понур вводят уплотнения в виде гибких матов.

Жесткие понуры делают на плотных основаниях в виде бетонных и железобетонных покрытий из плит с уплотнениями в швах. Для предупреждения фильтрации сквозь трещины в плитах поверх них устраивают гидроизоляционные армированные битумные покрытия.

Анкерные понуры — это смешанная конструкция из гибкого и жесткого участков. Они представляют собой железобетонные плиты толщиной 0,4...0,7 м, соединенные своей арматурой с арматурой нижней сетки фундаментной плиты (рис. 7.25). Водопроницаемость железобетонных плит обеспечивается оклеечной или литой гидроизоляцией. Полная горизонтальная сдвигающая сила T действует одновременно на анкерный понур и на плотину. Распределение этой силы между понуром и плотиной может быть установлено методом коэффициента сдвига и упругого слоя конечной глубины. Метод коэффициента сдвига применим в том случае, если на протяжении всей длины понура отсутствует состояние предельного равновесия, то есть соблюдается неравенство [103] (рис. 7.25, а):

$$\tau_{\text{max}} < \tau_{\text{пред}} = P_n \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (7.14)$$

где τ_{max} — наибольшее касательное напряжение, возникающее под понуром; $\tau_{\text{пред}}$ — касательное напряжение под понуром, соответствующее состоянию предельного равновесия; P_n — интенсивность вертикального давления на понур; $P_n = (W_n - W_\phi)$; W_n и W_ϕ — средние интенсивности гидростатического давления на понур сверху и фильтрационного давления снизу, с учетом взвешивания; φ и c — расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта основания; T_n — горизонтальная сила (сила сдвига), воспринимаемая секцией понура.

Допускается принимать $\tau_{\text{max}} = 0,8 \tau_{\text{пред}}$. Горизонтальную силу, воспринимаемую понуром, учитывают при проверке устойчивости плотины на сдвиг и при определении расчетного значения обобщенной силы предельного сопротивления.

Шпунты. Применяют стальные, железобетонные и деревянные шпунтовые. При одношпунтовом подземном контуре основным является королевый шпунт. Понурный шпунт устраивают обычно при анкерном понуре. К устройству водобойного перфорированного шпунта прибегают при специальном обосновании. Королевые шпунты забивают на глубину $(0,5...1,5)H$, понурные — от 2 до $0,5H$, водобойные — на 2...4 м. Если висячие (не забитые в

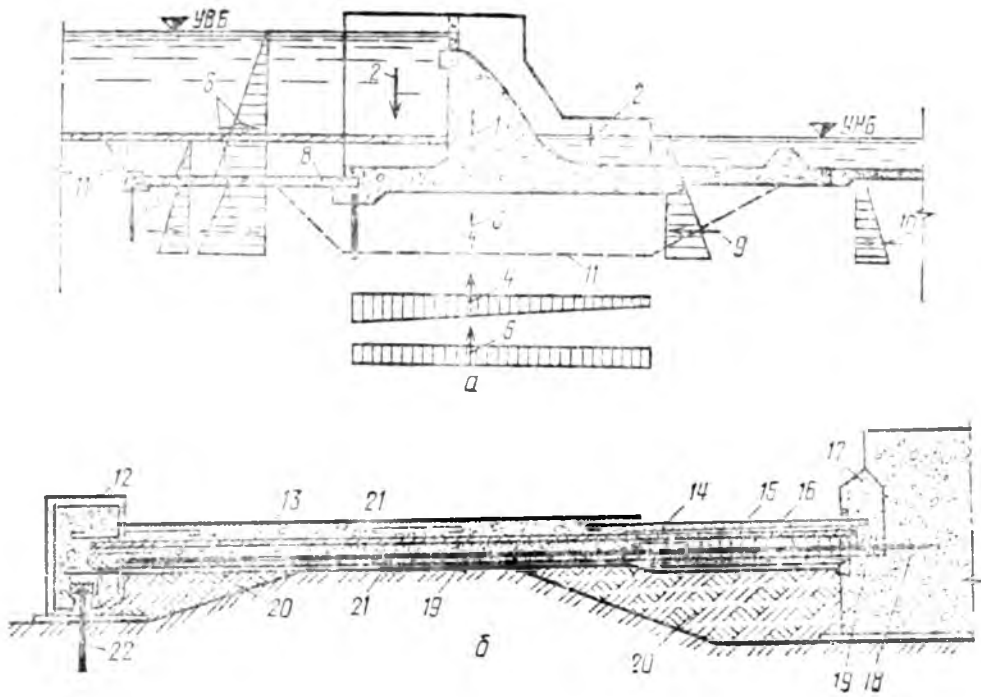


Рис. 7.25. Анкерный понур:

a — схема к расчету анкерного понура; *б* — схема анкерного понура; 1 — собственный вес плотины; 2 — нагрузка воды с верхнего бьефа; 3 — собственный вес грунта, перемещающегося вместе с плотиной; 4 — фильтрационное давление по плоскости сдвига; 5 — взвешивающее давление по плоскости сдвига; 6 — гидростатическое давление со стороны верхнего бьефа; 7 — активное давление грунта со стороны верхнего бьефа; 8 — усилие, воспринимаемое анкерным понуром; 9 — гидростатическое давление со стороны нижнего бьефа; 10 — пассивное давление грунта со стороны нижнего бьефа; 11 — расчетная поверхность сдвига; 12 — надшпунтовая балка; 13 — битумные маты; 14 — три слоя досок на гидроузле; 15 — битум; 16 — битумная мастика; 17, 28 — штрабленный бетон тела плотины; 19 — анкер; 20 — глина; 21 — железобетонная плита; 22 — шпунт.

водоупор) шпунты находятся на расстоянии друг от друга меньшем, чем 0,75...1 суммарной длины обоих шпунтов, то их эффективность резко падает. В водоупор шпунт должен быть забит на 2...3 м.

При соединении с фундаментной плитой плотины головы шпунтовых стенок следует заделывать в специальные шпонки с пластичной мастикой, размещенные в бетонном массиве фундамента.

Зубья, стенки, завесы применяют в тех случаях, когда устройство шпунтов невозможно (наличие валунов, скальных пород, стволов деревьев и др.). При строительстве их используют самые различные способы: открытый с креплением откосов и откачкой грунтовых вод; вибропогружение или подмыв пустотелых кольцевых свай; подводное бетонирование в траншеях и т. д.

Профиль водосливного тела. Выбор координат профиля тела водосливной плотины рассмотрен в главе 4.1. Конструктивно высокопороговые

плотины делят на водосливы сплошного профиля (рис. 7.23, *в, д*) и пустотелой конструкции (рис. 7.23, *а, б, г*).

Водосливы сплошного профиля сооружают на скальных и нескальных основаниях. По конструкции тела они близки к гравитационным глухим плотинам. Для контроля за состоянием бетона в теле плотины, выполнения цементационных работ в основании и у верховой грани плотины, закладки контрольно-измерительной аппаратуры, а также для сбора и отвода фильтрационных вод, проникающих в тело плотины через напорную грань, устраивают галереи (рис. 7.26). Размеры галерей определяются их назначением. Если в галерее будут проводить строительные работы, то они имеют ширину не менее 2,5 м и высоту 3...3,5 м. Если такие работы не предусмотрены, то ширина галереи 1,2 м, высота 2 м. В галереях, расположенных ниже уровня воды в НБ, предусматривают принудительную откачку воды эжекторами (производительность 2...3 л/с). В галереи выводят трубы дренажей,

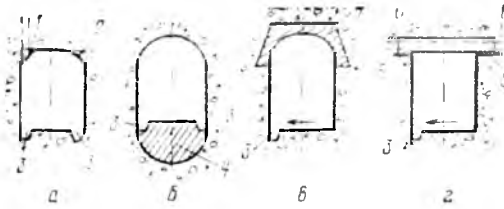


Рис. 7.26. Смотровые галереи:

a — со скошенными или скругленными углами; *б* — сводчатого сечения; *в* — со сборным перекрытием; *г* — с предварительно-напряженным перекрытием; *1* — скошенный угол; *2* — скругленный угол; *3* — дренажные коветы; *4* — бетон второй очереди; *5* — опорные плитки; *6* — арматура; *7* — сборное перекрытие.

расположенных под фундаментной плитой; на этих трубах устанавливают задвижки для управления работой дренажной и расходомерных устройств. Дренажная сеть в водосливных плотинах сплошного профиля такая же, как в глухих гравитационных плотинах (вертикальные дрены диаметром 15... 20 см, располагаемые через 2...3 м на расстоянии 2...4 м от напорной грани).

Если плотина сплошного профиля обладает излишней устойчивостью, то возводят водосливные плотины пустотелой конструкции [16]. Полости могут быть одно- и двухъярусные (рис. 7.23, *a, б*). Последние устраивают в тех случаях, когда в период строительства через недостроенное тело приходится пропускать строительные расходы. Полости перекрывают сборными железобетонными балками, опирающимися на стенки контрфорсов, и затем монолитным бетоном. Различают плотины пустотелой конструкции с массивной фундаментной плитой (рис. 7.23, *a*; при песчаных и связных грунтах основания) и без массивной плиты под телом водослива, которую заменяют тонкой анкерной плитой (рис. 7.23, *б*; на полускальных основаниях), пригруженной гравийно-песчаным грунтом для повышения устойчивости плотины на сдвиг. Массивная фундаментная плита обычно имеет консоль со стороны ВБ, что позволяет уменьшить объем тела плотины за счет пригрузки ее водой, снизить удельные давления на основание, упростить пропуск строительных расходов через недостроенную плотину. Недостаток консольных фундаментных плит — необходимость их сильного армирования (до 5 кг арматуры на 1 м³ бетона). Со стороны НБ также устраивают консоль фундаментной плиты, плавно переходящую

в водобой и отделенную от него деформационным швом.

Марки бетона и их зонирование по объему бетонной кладки водосбросных плотин назначают так же, как для глухих гравитационных.

Верховой, низовой и средней (при наличии полостей в теле) участки фундаментной плиты высокопороговой плотины следует рассчитывать на местные прочность как контурные плиты. Рассчитав общую прочность секции плотины в продольном направлении, выполняют проверку сечений с учетом продольной арматуры и схемы ее установки по сечению. Фундаментные плиты низкопороговых плотин рассчитывают на усилия, полученные из определения общей прочности секции плотины. При большой неравномерности нагрузок и значительной разности в толщине отдельных участков фундаментной плиты применяют приближенные методы расчета [99, 30, 16]: плиту условно делят на продольные полосы, работающие как самостоятельные элементы и воспринимающие нагрузку, непосредственно проходящую на них; предполагают, что все эти полосы имеют один и тот же прогиб. Внутренние усилия в этом случае распределяются между расчетными полосами пропорционально их моментам инерции.

Быки водосливных плотин (рис. 7.27). Быки служат опорами затворов и мостов (служебных и транзитных); на них размещают подъемные механизмы затворов и строения, прикрывающие эти механизмы. В плотинах с развитыми консолями фундаментной плиты быки устраивают на всю длину этой плиты (вдоль по потоку): они должны выполнять роль ребер жесткости [99, 30, 16] (рис. 7.27, *в*). Именно быки сопротивляются главным растягивающим напряжениям, которые появляются в них от действия на сооружение нагрузок в направлении вдоль потока. Форма и толщина быков зависят от ряда факторов: технологических требований размещения пазов затворов, подкрановых путей, мостов; расположения выходов из галерей тела плотины и др. Со стороны ВБ быки имеют вертикальное или наклонное, удобообтекаемое водой ребро; для размещения мостов со стороны ВБ быки иногда имеют нависающую консоль. С низовой стороны бык делают обычно с уступом или с наклонным

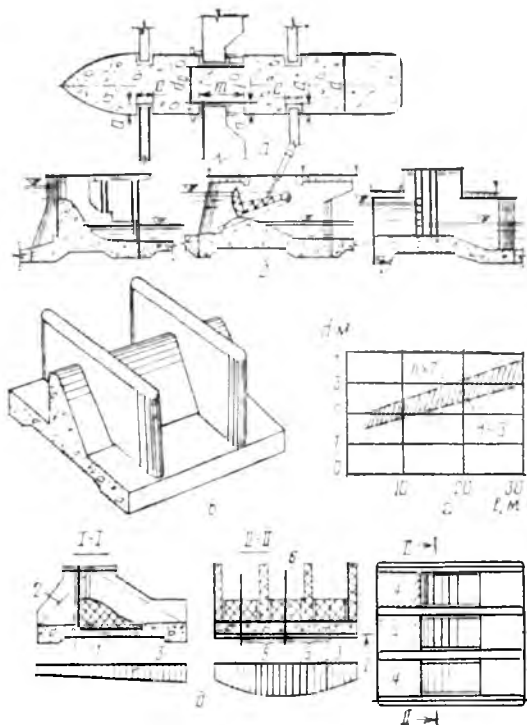


Рис. 7.27. Быки водосбросных плотин:

a — схема быка в плане; *б* — виды быков; *в* — общий вид плиты с быками; *г* — зависимость толщины быка от ширины водосливного пролета l при плоских затворах; *д* — расчетная схема водосливной плиты; *1* — изгибаемое сечение при расчете в направлении поперек потока; *2* — рабочая зона быка при расчете в направлении вдоль потока; *3* — реакции основания; *4* — плиты, рассчитываемые на местную прочность при действии пролетных нагрузок по схеме трехстороннего защемления; *5* — расчетные зоны при оценке общей прочности в направлении вдоль потока; *6* — температурные швы (возможен вариант без швов).

ребром, так как отметку его верха принимают на 1...2 м выше максимального уровня НБ. Мосты со стороны НБ устанавливают либо на консолях, либо на специальных эстакадах (рис. 7.27).

Первоначально при строительстве водосбросных плотин с небольшими напорами самыми распространенными были отрезные быки; для восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок их устраивали на свайных фундаментах (Карамышевская и Перервинская плотины на р. Москве). На скальных основаниях для предупреждения нарушения контакта скала — бетон применяли анкеровку быков в основание (Фархадский гидроузел). С развитием технического прогресса в плотиностроении от таких весьма трудоемких конструкций практически полностью отказались. Была разработана конструкция плотин с неотрезны-

ми быками; водосбросную плотину делили деформационными швами на секции, в пределах которых тело водослива и быки располагались на одной фундаментной плите; на границе секций быки делили швом на два полубыка [39].

Толщину быков d ориентировочно можно назначить по графику (рис. 7.27, *г*). Неразрезные быки на 1...1,5 м тоньше разрезных вследствие того, что пазовый перешеек не может быть тоньше 1...1,5 м (рис. 7.27, *а*). Минимальная конструктивная толщина неразрезных быков 2...2,5 м. Остальные размеры можно принять с учетом следующих рекомендаций: $a \approx c \approx 0,5$ м; $n = 0,5$ $m = (0,7...2$ м); $m = (0,14...0,1$ б = 1...4 м; b — пролет водосливного отверстия. Пазы затворов размещают на линии гребня водосливного оголовка. В быке располагают закладные части затворов. Бетонирование быков можно выполнять в опалубке из плит-оболочек, армопанелей, облицовочных бетонных блоков.

На местную прочность быки и полубыки водосбросных плотин рассчитывают как консольные плиты, заделанные в фундаментную плиту или в водослив (в зависимости от наличия температурного шва между быком и телом водослива). Быки донных водосбросов рассчитывают на местную прочность как стойки рамы. Проверку прочности быков и полубыков и их армирование осуществляют по усилиям, полученным: для водосливных плотин — из расчета на местный изгиб быков и полубыков; для плотин с глубинными водосбросами — из расчета на общий изгиб секции с учетом усилий от местного изгиба быков и полубыков [99, 30]. В направлении вдоль потока быки работают как балки-стенки, в которых максимальные сжимающие напряжения от изгиба сконцентрированы в средней зоне, что позволяет ограничить в расчетах рабочее сечение быка треугольной зоной (рис. 7.27, *в*, сеч. I—I), имеющей основание на фундаментной плите, а наклонные отсекающие плоскости — под углом 45° к вертикалям, проходящим по границам быка. Растяжение в пазовых перешейках проверяют расчетом для двух возможных схем: а) когда по всей высоте перешейка напряжения в бетоне не превышают предела прочности на растяжение; б) когда в верхней части па-

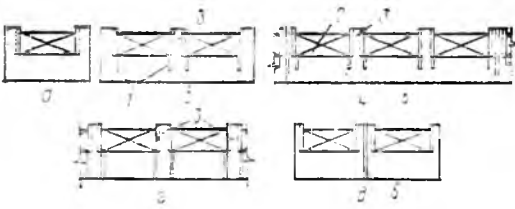


Рис. 7.28. Разрезка водосбросных плотин швами:

a — однопролетная; *б* — двухпролетная; *в* — трехпролетная; *г* — быки отрезаны от водослива; *д* — шов между двумя однопролетными секциями; 1 — швы-надрезы; 2 — порог водослива; 3 — бык; 4 — фундаментная плита; 5 — швы между секциями.

зового перешейка напряжения в бетоне превышают предел прочности на растяжение.

Разрезка плотины швами. Водосбросные плотины разрезают постоянными и временными деформационными швами для устранения неблагоприятных последствий, которые могут быть вызваны неравномерной осадкой плотины или температурными деформациями. Постоянные швы должны обеспечить независимые вертикальные и горизонтальные перемещения секций плотины. Временные швы являются строительными, разрезающими плотину на блоки бетонирования. Разрезку водосбросных плотин выполняют в большинстве случаев по быкам, чтобы избежать неравномерных осадок быков одного пролета и не допустить заклинивания затвора. Основные схемы разрезки водосбросных плотин на секции приведены на рисунке 7.28. Как правило, разрезку делают через 1—3 пролета. Максимальное расстояние между деформационными швами может достигать 40...50 м и более. При длине пролетов водосливных отверстий более 25 м необходимо предусматривать температурные швы (швы-надрезы). Их глубину доводят до фундаментной плиты (рис. 7.28, б, в). Для исключения навала одной секции на другую при неравномерных осадках ширину деформационного шва у гребня принимают равной 4...5 см, у фундаментной плиты 1...1,5 см. Ширина швов-надрезов 1...2 см. Конструкции уплотнений швов (рис. 7.29) должны обеспечить их многолетнюю безотказную водонепроницаемость. Узкие швы-надрезы выполняют с помощью специальных опалубочных плит-оболочек или путем нанесения 2...3 наметов асфальтовой штукатурки на бетон первой очереди бетонирования. Сквозные

швы (деформационные) обычно устраивают вертикальными плоскими (на глинистых грунтах для повышения устойчивости отдельных секций применяли их зацепление друг за друга вертикальными зубьями-ребрами). Температурные швы часто имеют изломы в плане.

Уплотнения швов подразделяются на вертикальные и горизонтальные, основные и дополнительные, а также контурные (рис. 7.29, а).

Размещение основных шпонок относительно напорной грани определяется минимальной температурой самого холодного месяца: при $t_{ср} > -20^\circ\text{C}$ это расстояние составляет 1...2 м, при $t_{ср} < -20^\circ\text{C}$ — 2...2,5 м. Вертикальные швы (температурно-осадочные и температурные) оборудуют асфальтовыми, резиновыми или полимерными шпонками (рис. 7.29, б). Асфальтовые шпонки малых размеров (от 15×15 до 30×30 см) предпочитают делать в температурных швах; средние (от 40×40 до 60×60 см) — в швах шириной до 5 см; большие (80×150 см) — в швах шириной 10 см и более. Защитные шпонки-диафрагмы предназначены для предупреждения утечки мастики из основных шпонок при сжатии шва. Их выполняют на расстоянии 0,3...1,5 м с каждой стороны основной шпонки из цветных металлов, оцинкованного железа, полимерных материалов и резины. Шпонки заполняют специальными мастиками, предусматривают их электропрогрев в шве и устройства для пополнения мастики в шпонке в период эксплуатации. На расстоянии 1,5...2 м от основных шпонок делают дублирующие их дополнительные шпонки, которые

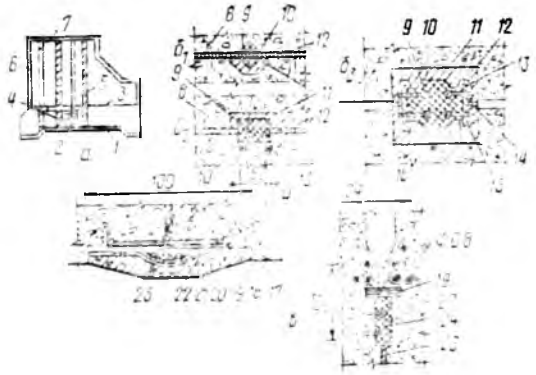


Рис. 7.29. Шпонки швов водосбросных плотин:

a — расположение уплотнений в температурно-осадочном шве между секциями; *б* — схемы вертикальных шпонок (*б*₁ — асфальтовая малого сечения шпонка, *б*₂ — то же, среднего сечения, *б*₃ — то же, большого сечения); *в* — схемы горизонтальных шпонок, 1 — шпонка у подошвы; 2 — внутренняя контурная шпонка; 3 — граница узкого и широкого швов; 4 — шпонка в узкой части шва; 5 — шпонка в широкой части шва; 6 — наружное контурное уплотнение; 7 — скважины подплитки; 8 — ограждающие диафрагмы с компенсатором; 9 — стержень электропрогрева; 10 — изолятор; 11 — железобетонный блок; 12 — просмоленный войлок; 13 — держатель изолятора; 14 — деревянные брусья; 15 — железобетонные плиты; 16 — просмоленная пакля; 17 — арматура-анкеры; 18 — доски; 19 — стальной лист; 20 — битумные маты; 21 — железобетонный блок; 22 — асфальтовая мастика; 23 — холодная асфальтовая штукатурка; 24 — шлаковата, пропитанная битумным раствором. (Размеры в см.)

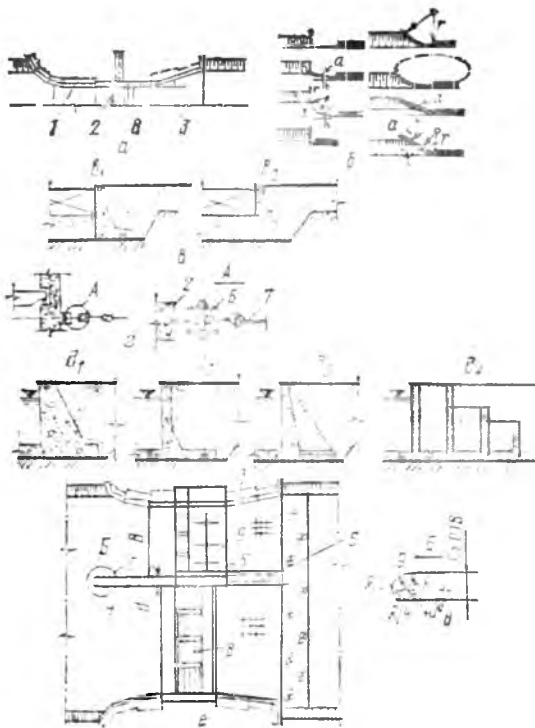


Рис. 7.30. Устои:

а — сопрягающие устои; б — плановые очертания верхних сопрягающих стенок; в — разрезка продольного устья швами (а₁ — устой отделен от плотины, а₂ — устой соединен с плотиной); г — сопряжение диафрагмы с устоем; д — типы подпорных стенок (д₁ — массивная, д₂ — уголкового, д₃ — контрфорсная, д₄ — ячеистая (е), раздельный устой; 1, 3 — верхняя и нижняя сопрягающие стенки; 2 — продольный устой; 4, 6 — верховой и низовой раздельные пирсы; 5 — смежные полубочки; 7 — шпунт; 8 — плотина; 9 — гидроэлектростанция.

вступают в работу в случае выхода из строя основных (растрескивание, возникновение течей и др.). Для контроля за работой шпонок устраивают специальные смотровые колодцы размером 80×120, 100×150 см. При выходе из строя основных и дублирующих шпонок колодцы могут быть переоборудованы в шпонки. Смотровые колодцы выполняют роль дренажа для отвода воды, профильтровавшейся через шов и бетон.

Горизонтальные шпонки изготавливают из нержавеющей стали (рис. 7.29, в), угольных по битумным матам и залитых мастикой. Контурные шпонки рассмотрены в главе 7.2.

Устои. Различают сопрягающие и раздельные устои (рис. 7.30). С помощью первых водосбросная плотина сопрягается с грунтовой или берегом (*береговой устой*). Раздельные устои (раздельные стенки) отделяют водосбросную часть плотины от глухой или от здания гидроэлектростанции. Устои должны обеспечивать благоприятные условия подхода потока к водосливу и плавное бессбойное растекание его в

НБ; предупреждать возникновение размывов дна, берегов и тела грунтовых плотин в обоих бьефах; обеспечивать надежное в фильтрационном отношении сопряжение бетонной плотины с грунтовой (или с берегом).

Сопрягающий устой включает три сопрягающие стенки (верховую, продольную, низовую) и противофильтрационный элемент (шпунт, диафрагму, стенку). Верховые стенки формируют поток на подходе к водосливу и могут иметь самую различную форму в плане (рис. 7.30, б). В вертикальной плоскости их выполняют в большинстве случаев постоянной высоты (высокими) или «ныряющими». Для низкороговых плотин верховые стенки устраивают криволинейными в плане, обеспечивающими плавные подходы. При устройстве ныряющих стенок необходимо усилить крепление на откосах; они менее благоприятны с точки зрения обходной фильтрации. Низовые сопрягающие стенки делают либо в одной плоскости с продольной частью устоя, либо с расширением в плане (α от 6...8 до 10...12°). Продольная часть устоя чаще всего объединена с береговым пролетом плотины в одну конструкцию (рис. 7.30, а). На скальных и гравелисто-песчаных основаниях устой может быть отделен от плотины деформационным швом (рис. 7.30, в). Часть грунтовой плотины или берега, примыкающую к устою, выполняют с уширенной в плане площадкой для обеспечения производства ремонтных работ, выезда транспорта и кранов, размещения шандорохранилищ. Длина этой площадки по фронту плотины равна 1,5...2,5 длины водосливных пролетов. Верховую и низовую сопрягающие стенки конструктивно выполняют в виде подпорных стенок. Различают массивные, уголкового, контрфорсные и ячеистые (с днищем и без днища) подпорные стенки (рис. 7.30, д). Стенки и их фундаментные плиты разрезают деформационными швами на секции длиной 20...30 м.

При выполнении противофильтрационных мероприятий (шпор) весьма важно обеспечить надежный контакт между тыловой гранью устоя и грунтом засыпки (рис. 7.30, г). В последнем должны полностью отсутствовать фильтрационные деформации, грунт засыпки должен быть тщательно уплотнен. Тыловую поверхность устоя

для улучшения прилегания грунта делают слабонаклонной с заложением 1 : 10.

Раздельные устои (между водосбросной плотиной и зданием ГЭС) включают смежные полубыки плотины и ГЭС и раздельные пирсы с верховой и низовой сторон (рис. 7.30, *e*). Длина части раздельной стенки между плотиной и ГЭС может быть ограничена суммарной длиной водобоя и горизонтальной части рисбермы. Полную длину раздельного устоя устанавливают по результатам модельных гидравлических исследований, она составляет от 300 до 1500 м. При размещении на устое опор ЛЭП и другого оборудования его ширина может достигать (0,17... 0,20) B , где B — ширина потока на подходе к зданию ГЭС. Для улучшения условий обтекания лобовую грань устоя очерчивают по круговой, эллиптической или лемнискатной кривой [107].

Застенные дренажи, располагаемые в грунтовых засыпках устоев обычно выше уровня меженных вод, предназначены для организованного отвода фильтрационных вод; понижения отметок уровня депрессионной кривой и уменьшения гидростатического давления на стенку; снижения до минимума перепада уровней воды в грунтовой засыпке при колебании уровня воды в НБ. Допускается затопление устья дренажа в паводковый период.

Расчеты фильтрации в обход устоев рассмотрены в главе 2, 3.

Глубинные водосбросные отверстия. Их выполняют в теле плотины с круглым или прямоугольным сечением отверстия. Размеры отверстия устанавливают гидравлическими расчетами с учетом существующей стандартизации (см. гл. 4.1). Для плотин высотой более 70 м по условиям их прочности ширина отверстия не должна превышать 50 % расстояния между постоянными межсекционными швами, для плотин ниже 70 м — 60 % этого же расстояния. Чтобы увеличить пропускную способность, входным отверстиям следует придавать плавные очертания. На выходном участке площадь выходного отверстия уменьшают для улучшения гидравлических условий и сокращения размеров затворов. Ось водосброса, как правило, назначают прямолинейной в плане. Высотное положение и наклон оси оголовка водосброса при-

нимают из конструктивных соображений и с учетом диапазона колебаний уровней в ВБ. Для предупреждения воронкообразования отверстие заглубляют под уровень на глубину большую, чем величина минимального заглубления $s = 0,52 v h^{0,5}$, где v — средняя скорость в водосбросе, м/с, h — высота отверстия за оголовком, м. Если камера затворов размещается в начальной или средней части водосброса, необходимо предусматривать подвод воздуха за затворы. По всей длине тракта глубинного водосброса следует выполнить прогноз кавитации и при необходимости предусмотреть соответствующие противокавитационные мероприятия (см. гл. 4.3). Вопросы размещения затворов и гидромеханического оборудования рассмотрены в главе 9.5, особенности конструктивного оформления концевых участков глубинных водосбросов — в главе 4.4. В некоторых случаях выполняют высокопороговые плотины с комбинированными водосбросами (рис. 7.23, *d*), которые имеют входные глубинные отверстия с движением потока по криволинейному потолку галереи (по дну, после уступа по транзитным потокам, движутся воздух и азрированный поток) в теле плотины. После выхода из тела плотины поток движется по лоткам низовой грани как при поверхностном переливе.

Устройство нижнего бьефа. Основные вопросы проектирования устройства НБ водосбросных плотин рассмотрены в главе 4.4.

Расчет водобойных плит сводится к определению их толщины из условия недопущения всплывания в увязке со схемой разрезки плиты водобоя швами и действием всех сил. Кроме того, определяют устойчивость плит на опрокидывание и сдвиг. Силовое воздействие рассчитывают как по соответствующим рекомендациям [30, 71, 99], так и на основании данных модельных гидравлических исследований.

При определении толщины крепления гидродинамические нагрузки прикладываются статически. С учетом сказанного толщину плит определяют по условиям недопущения трех видов перемещений [71]: вертикального поступательного подъема плиты при

$$|G_1| \geq |P_B|; \quad (7.15)$$

поворота относительно верховой или низовой граней плиты при

$$0,5G_1 l_0 \geq M_{н}, \quad (7.16)$$

$$0,5G_1 l_0 \leq M_{в};$$

горизонтального сдвига по поверхности подстилающего грунта при наличии гасителей энергии при

$$(G_1 - P_{в}) f \leq P_{г}, \quad (7.17)$$

где G_1 — вес плиты крепления, уменьшенный на часть веса вытесненной ею воды; $P_{в}$ — наибольшее значение изменяющейся во времени вертикальной гидродинамической нагрузки, определяемой разностью давлений на нижней и верхней поверхностях плиты; f — коэффициент трения; l_0 — длина плиты; $M_{н}$ и $M_{в}$ — наибольшие значения изменяющихся во времени моментов, поворачивающих плиту относительно верховой или низовой грани; $P_{г}$ — наибольшее значение изменяющейся во времени горизонтальной нагрузки, обусловленной разностью давлений на верховую и низовую поверхности гасителей.

Последнее условие содержит в себе некоторый запас, так как оно предполагает, что существует вероятность одновременного действия на плиту наименьшей $P_{в}$ и наибольшей $P_{г}$ нагрузок, то есть коэффициент взаимной корреляции между пульсациями вертикальной и горизонтальной нагрузок равен -1 , что может случаться крайне редко. Техника выполнения расчетов водобойных плит подробно рассмотрена в специальной литературе [71, 85].

7.4. АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ

7.4.1. Основные типы

Основная классификация арочных плотин, принятая в СНиП II-54—77 [103], приведена в главе 7.1 (см. рис. 7.1, и—м). Различают также следующие виды арочных плотин.

По «коэффициенту стройности», или относительной толщине $\beta = b/h$ (b — толщина плотины понизу, h — наибольшая высота плотины, рис. 7.31), — тонкие при $\beta < 0,2$ и толстые при $\beta = 0,2...0,35$.

Как указано в гл. 7.1, арочно-гравитационные плотины имеют $\beta > 0,35$, причем обычно β не превышает 0,65.

Иногда коэффициент стройности относится к арочной части, исключая утолщенную нижнюю часть плотины — «пробку» (1 на рис. 7.31, г) или «седло» (10 на рис. 7.1). В этом случае коэффициентом стройности β' арочной части будет отношение b'/h' (рис. 7.31, г).

По очертанию плотины (арочной ее части) — с постоянным центральным

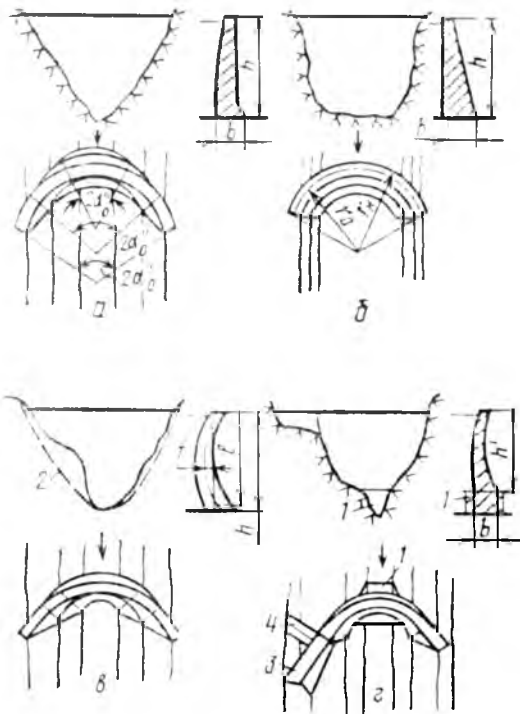


Рис. 7.31. Схемы арочных плотин:

а — с постоянным центральным углом; б — с постоянным радиусом (цилиндрическая); в и г — двойкой кривизны (купольная); 1 — пробка; 2 — линия врезки; 3 — устой; 4 — гравитационный открылок.

углом $\geq 2\alpha_0$, (рис. 7.31, а), с постоянным радиусом (напорной поверхности, $r_{н}$) или «цилиндрические» (рис. 7.31, б) и двойкой кривизны, или купольные, с $f/l > 0,05$ (рис. 7.31, в, г).

Плотины с постоянным центральным углом характерны для треугольных (или близких к ним) ущелий. В действительности для них центральный угол $2\alpha_0$ не остается совершенно постоянным по высоте, а обычно несколько уменьшается книзу ($2\alpha'_0 \approx 2\alpha'_0 > 2\alpha_0$, рис. 7.31, а), особенно для самых нижних арок.

Цилиндрические плотины, или с постоянным радиусом $r_{н}$, наиболее характерны для ущелий прямоугольной или близкой к ней формы. Купольные плотины применяют при различной форме ущелья.

По высоте нет установившегося деления арочных плотин, хотя предложения по данному вопросу имеются; СНиП II-54—77 предъявляет несколько различные требования к плотинам высотой более и менее 60 м (см. гл. 3.3).

По характеру сопряжения с осно-

ванцем и берегами и конструктивным особенностям классификация приведена в главе 7.1 (см. рис. 7.1, и—м).

По форме и относительной ширине ущелья — в V-образном, U-образном (или примерно в треугольном и прямоугольном рис. 7.31, а, б), и Y-образном в симметричном (рис. 7.31, а—в) и несимметричном (рис. 7.31, г), в узких створах ($L_x/h < 2$), створах средней ширины ($2 \leq L_x/h \leq 3$) и широких ($L_x/h > 3$), где L_x — длина хорды арки по гребню плотины.

Как и бетонные плотины других типов, арочные бывают глухие и водосбросные.

В большинстве случаев строят бетонные арочные плотины; железобетонные (или бетонные с довольно большим армированием) возводят очень редко.

7.4.2. Общие сведения об арочных плотинах

Арочные плотины нашли применение во многих странах, природные условия которых (горная местность, наличие створов, подходящих для строительства арочных плотин по топографическим и геологическим условиям) позволяют их строить. Общая их характеристика дана в главе 7.1.

Самая высокая из построенных арочных плотин — купольная Ингульская плотина (СССР), высота ее 271,5 м (рис. 7.32, а).

Из недавно построенных и строящихся арочных плотин можно отметить Саяно-Шушенскую (СССР) высотой 240 м (рис. 7.32, б), крупнейшую по объему бетона (около 8 млн. м³). Кельнбрайн (Австрия) высотой 200 м, Чиркейскую (СССР) высотой 236 м; Худони (СССР, строится) высотой 195,5 м, Стронция Спрингс (США) высотой 91 м, Виктория (Шри Ланка, строится) высотой 106 м, Миатлинскую (СССР, строится) высотой 86 м.

Большое распространение получили купольные плотины (двойкой кривизны), что связано с более благоприятным их напряженным состоянием по сравнению с цилиндрическими и с постоянным центральным углом, а следовательно, и с несколько меньшим объемом бетона.

Плотины с постоянным центральным углом по существу можно считать частным случаем купольных, когда низовая грань плотины в ключе

вертикальна почти на всем протяжении и вертикальные сечения — консоли мало искривлены. В чистом виде они встречаются редко. Цилиндрические плотины или близкие к ним, наиболее простые по очертанию и часто применявшиеся в начальный период строительства арочных плотин, иногда строят и в настоящее время: например, при достаточно широких створах, при размещении водоприемников ГЭС в теле плотины и прохождении трубопроводов по низовой грани (Саяно-Шушенская плотина); иногда их возводят и при достаточно узких створах [9].

Плотины с контурным швом (рис. 7.1, к, 7.32, а) строят довольно часто.

Контурный шов по своей идее направлен на: улучшение напряженного состояния плотины — выравнивание напряжений; уменьшение опасности растягивающих напряжений (вблизи основания около цементационной завесы он является организованной трещиной); придание большей симметрии собственно плотине — куполу (рис. 7.33, а); регулирование при проектировании напряжений на скалу в зависимости от ее качества путем изменения ширины седла (10 на рис. 7.1, к) с надлежащим армированием его в зоне слабой скалы и передачей нагрузки на соседние, более жесткие пачки скалы и т. д. Во многих плотинах, особенно толстых, незацементированными остаются лишь участки швов около верхней грани (или вообще шов устраивают только на этом участке), то есть швы эксплуатационного периода проходят не на всю толщину плотины и являются швами-надрезами, которые могут быть как контурными по всему периметру (1 на рис. 7.33, а) или его части (3 на рис. 7.33, б), так и неконтурными (2 на рис. 7.33, а).

Иногда в контурном шве устраивают битумную смазку, что вряд ли целесообразно при не очень тонких плотинах и когда не требуется обеспечить возможность горизонтальных смещений плотины по седлу.

В связи с прогрессом в подборе составов бетона имеется определенная тенденция к повышению в плотинах допускаемых напряжений, а следовательно, марок бетона. В современных плотинах эти напряжения достигают 7...8 МПа, а в скале — 7 МПа.

За последние годы значительно расширилась область рационального

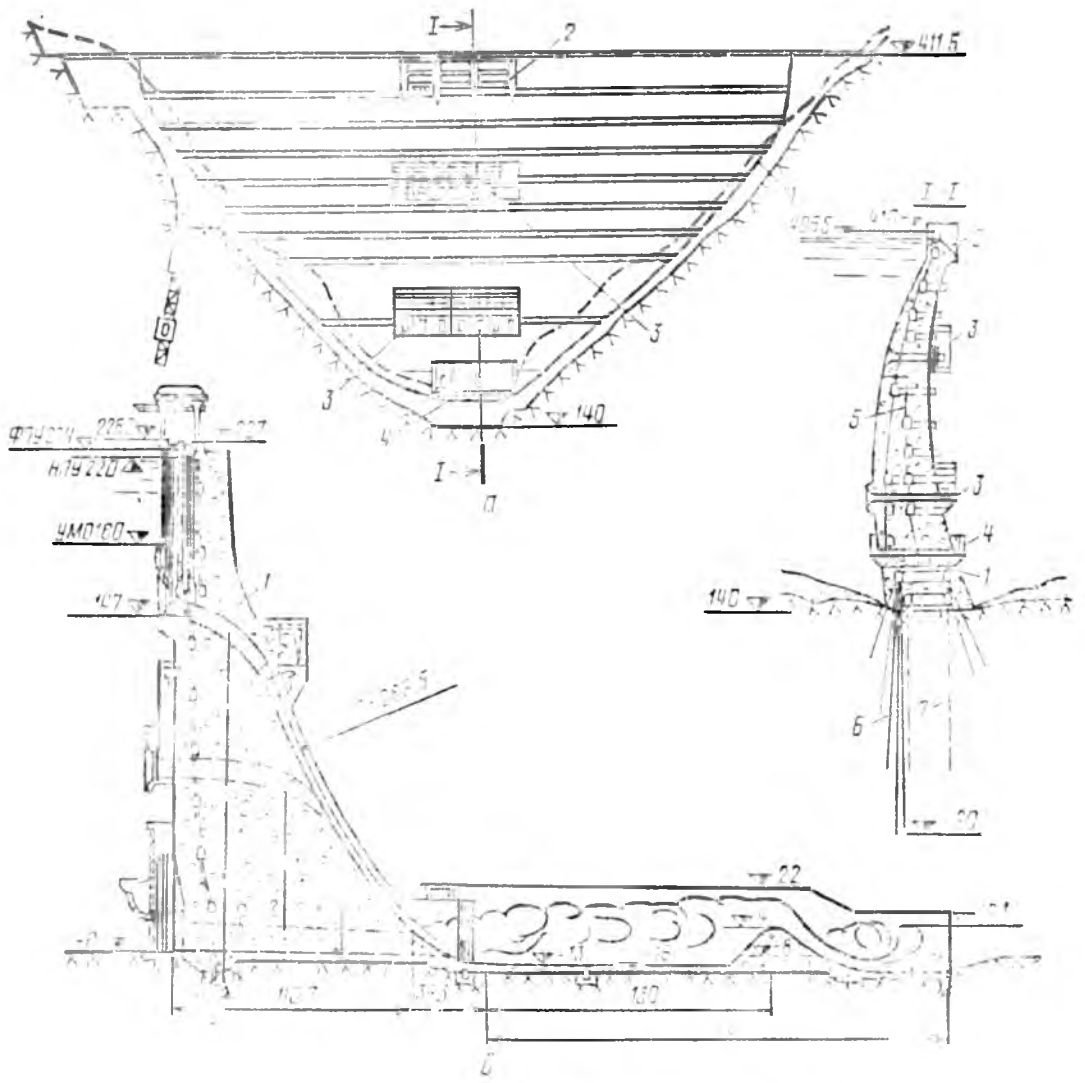
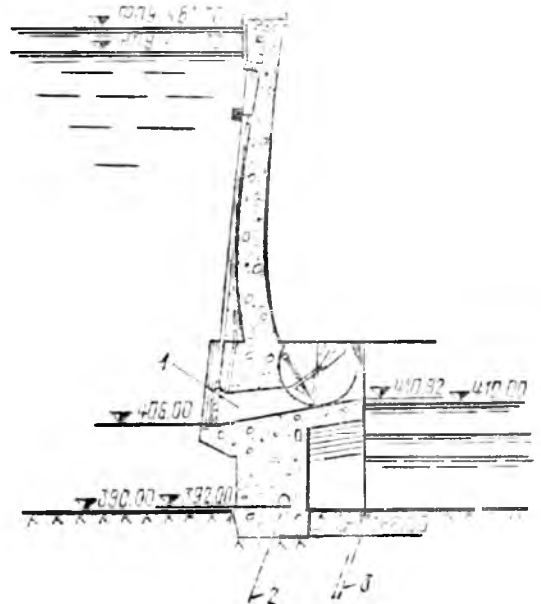


Рис. 7.32. Водобросные арочные плотины:

a — Ингурская (СССР) высотой 271,5 м — вид с НБ; 1 — контурный шов; 2 — водосливные отверстия; 3 — водобросные глубинные отверстия; 4 — донные отверстия строительного периода; 5 — продольный шов; 6 — цементационная завеса; 7 — дренаж;
b — Саяно-Шушенская арочно-гравитационная (СССР, вариант с сегментными затворами) высотой 240 м; 1 — эксплуатационные водобросные отверстия; 2 — строительные (временные) водобросные отверстия; 3 — Сент-Круа (Франция) высотой 95 м; 1 — глубинные водобросные отверстия; 2 — цементационная завеса; 3 — дренаж. (Размеры в м)



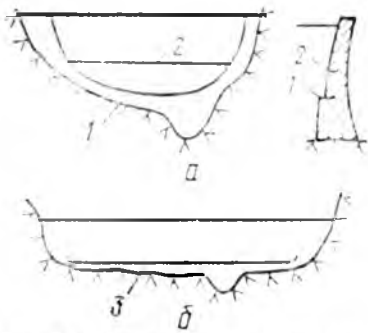


Рис. 7.33. Расположение швов на т-резвах:

a — при наличии контурного шва-надреза 1 и шва-надреза 2; *б* — при наличии частичного шва-надреза 3.

и технически возможного применения арочных плотин: их строят не только в узких и средней ширины створах, но и в очень широких с $L/h=4...10$ (плотина Ферворд в ЮАР, $h=86$ м, $L/h=8,83$, $\beta \approx 0,33$ — см. рис. 7.37, *a* и др.) в сильно несимметричных ущельях (плотина Гузана в Италии и др.), при значительных дефектах и неоднородности скалы — с проведением необходимых конструктивных (для плотины) и укрепительных (для основания; см. 7.1.2) мероприятий, иногда весьма значительных и трудоемких; на низко-модульных и разномодульных основаниях.

Наряду с глухими плотинами получили распространение водосбросные арочные плотины — водосливные (рис. 7.37, *a*), с глубинными (рис. 7.32, *б, в*) или с водосливными глубинными отверстиями (рис. 7.32, *a*), причем удельные расходы при глубинных отверстиях иногда достигают значительных величин, что допустимо вследствие большой длины отлета струи. Водосливные арочные плотины обычно устраивают со струей, свободно падающей с расположенного на гребне небольшого оголовка (рис. 7.32, *a* и 7.37, *a*), с развитой водосливной по-

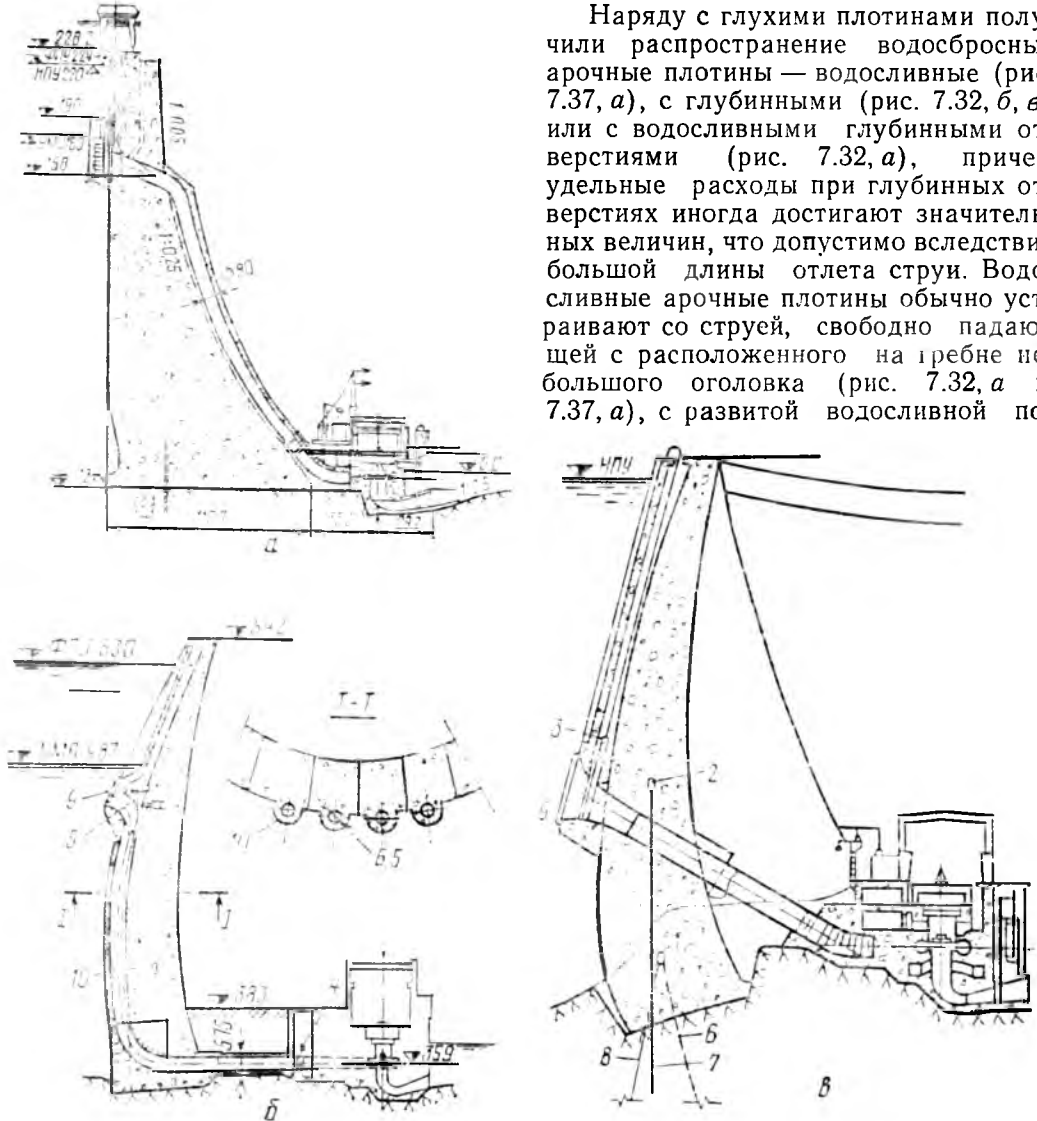


Рис. 7.34. Разрезы по водоприемникам гидроэлектростанций арочных плотин:

a — Саяно-Шушенской (СССР) высотой 240 м; *б* — Реза шах Кабир (Иран) высотой 200 м; *в* — Моссирок (США) высотой 184,4 м; 1 — цементационная галерея; 2 — смотровая галерея; 3 — плоский затвор; 4 — аварийный затвор; 5 — сегментный затвор; 6 — дренаж; 7 — скважины для исследований; 8 — цементационная галерея; 9 — решетка; 10 — трубопровод. (Размеры в м)

верхностью (при относительно небольших удельных расходах q и не слишком тонкой плотине, позволяющей вписать практический профиль или при сравнительно больших q при арочно-гравитационной конструкции достаточно полного профиля), со специальной водосливной плитой — в виде быстротока-трамплина, над зданием ГЭС [9]. Ряд арочно-гравитационных плотин имеет водосбросы типа лыжных трамплинов [82]; Саяно-Шушенская плотина имеет водобойные колодец и стенку; отверстия запроектированы глубинными (рис. 7.32, б). При сбросе воды с оголовка плотины свободнопадающей струей (рис. 7.32, а) обычно ограничивают удельные расходы воды и напоры над гребнем водослива (часто $H < 3,5 \dots 4$ м), учитывая небольшую длину отброса струи $L_{отбр}$ и концентрацию струй, сбрасываемых с криволинейного гребня. Иногда на носке устраивают расщепители струй (см. рис. 7.37, а). Во избежание вибрации свободно падающей струи на гребне устраивают разделители (бычки); если имеются бычки мостового перехода, то они служат разделителями струй.

В ряде случаев в НБ устраивают крепление в виде бетонной водобойной плиты или водобойную стенку.

Часто водосбросы устраивают вблизи береговых примыканий или в устьях.

Различные решения принимают при размещении водоприемников и напорных трубопроводов здания ГЭС в случае расположения его за арочной плотиной (рис. 7.34). Здесь можно отметить схемы с заглубленными водоприемниками и трубопроводами, проложенными сначала по верховой грани, а затем в нижней части тела плотины (рис. 7.34, б). В этом случае трубопроводы работают в благоприятных условиях и плотина ослабляется отверстиями в нижней толстой, обычно менее напряженной части. Однако осмотр верхней части трубопровода затруднен. Применяют и более простую схему с коротким трубопроводом (рис. 7.34, в). Недостатки этой схемы: значительное заглубление входа или (при несколько меньшем заглублении) прокладка трубопроводов в более напряженной, средней части плотины; иногда высокие башни водоприемника. На Саяно-Шушенской ГЭС трубопро-

воды расположены по низовой грани плотины (рис. 7.34, а), что удобно для их монтажа и осмотра.

7.4.3. Основные вопросы проектирования

Предварительное определение основных параметров. На предварительных стадиях проектирования бывает необходимо приближенно, но без большой погрешности наметить основные параметры плотины и подсчитать ее объем. Для этого обычно пользуются методом аналогов или приближенными зависимостями, учитывающими опыт строительства арочных плотин [9, 24].

Учет топографических условий. При расположении плотины в плане надо стремиться к тому, чтобы пята надежно опиралась в борта ущелья и не «подрезалась» из-за резкого расширения ущелья в плане (рис. 7.35, а), наличия озера (рис. 7.35, б) или резкого поворота реки (рис. 7.35, в). В подобных случаях, особенно если есть опасения в отношении устойчивости того или иного берегового примыкания, следует располагать плотину не в самом узком створе перед расширением долины, а несколько выше по течению.

Ущелье должно быть по возможности симметричным, так как напряженное состояние симметричной плотины благоприятнее, чем несимметричной. Чтобы существенно уменьшить или исключить несимметрию, обычно проводят ряд мероприятий, к которым относятся следующие:

дополнительная выемка скалы, выравнивающая поперечное сечение ущелья в месте расположения плотины (рис. 7.31, в);

устройство в нижней, узкой части

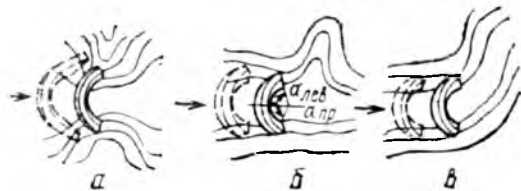


Рис. 7.35. Неблагоприятное расположение арочной плотины в плане:

а — резкое расширение долины сразу за плотиной; б — овраг непосредственно около плотины в нижнем бьефе; в — резкий поворот ущелья за плотиной; пунктиром показано приемлемое расположение плотины.

ушелья «пробки» — бетонной конструкции, более толстой, чем плотина (а следовательно, более жесткой и *значительно менее деформирующейся* под нагрузкой), как бы дополняющей скальное основание (рис. 7.31, *г*);

строительство береговых гравитационных устоев (одного или двух), дополняющих скальные берега (см. рис. 7.1, *м*);

устройство контурного шва, устраняющего или уменьшающего несимметричность собственно арочной части плотины (рис. 7.33, *а*); обычно разница между $\alpha_{\text{лев}}$ и $\alpha_{\text{прав}}$ (рис. 7.35, *б*) не превосходит $7...10^\circ$.

На работу плотины и ее объем влияет форма поперечного сечения долины в створе плотины. При *треугольном* ушьелье при одинаковом L/h получается более экономичное решение, с меньшим объемом бетона, чем при *прямоугольном, трапецидальном* или U-образном ушьелье. Весьма неблагоприятны резкие изменения в профиле ушьелья, у которых возникают местные напряжения (иногда значительные). В этом случае принимают те же меры, что и для несимметричных ушьелей.

Учет геологических условий. Надежность работы арочных плотин в значительной степени зависит от того, насколько полно и правильно учтены при проектировании геологические условия.

Как было указано, арочные плотины нередко приходится строить на низко модульных и разномодульных основаниях. Некоторые расчеты, проведенные при отношении n модуля упругости бетона E_n к модулю деформации скалы E_0 в пределах $2...20$ [9], показали, что деформации и напряжения плотинны значительно увеличиваются лишь при $n > 4...5$. Очень жесткие основания, при которых увеличивается неравномерность распределения напряжений, как и очень податливые, нельзя считать благоприятными в отношении напряженного состояния плотины. Иногда считают, что наиболее желательно $n = 2...3$.

На напряженное состояние плотины может существенно влиять неоднородность упругих характеристик скалы по контуру плотины. Жесткие слои служат как бы концентраторами напряжений, а сильно податливые зоны, не воспринимающие в большой мере на-

грузку, вызывают перегрузку плотины в местах опирания на более жесткие породы и для улучшения работы сооружения требуют тех или иных мероприятий — устройства более широкой опорной части (подушки, седла) в зоне слабой породы; стенок или столбов, проходящих через слабую породу (см. рис. 7.11); «ныряющей» верхней арки, формируемой швами-резервами и отсутствием упора в скалу в верхние части плотины, как это сделано на японской плотине Куробе [9] и др.

Очень важно правильно наметить и осуществить весь комплекс необходимых в конкретных условиях *противофильтрационных и укрепительных* мероприятий в основании и берегах плотины (см. 7.1.2).

Большое внимание при проектировании уделяют анализу работы береговых примыканий плотины. При этом выполняют приближенные расчеты береговых примыканий (3.2), а при лабораторных исследованиях (см. 15.1) в соответствующих случаях на моделях воспроизводят основные трещины и ослабленные зоны, блочность скалы.

Очертание плотины в горизонтальных и вертикальных сечениях. В настоящее время, кроме круговых арок, большое распространение получили арки с более сложными очертаниями осей — трехцентровые, очерченные по параболе, гиперболе, логарифмической спирали и др. При этом стремятся получить наиболее хорошее распределение напряжений в плотине и обеспечить благоприятную работу скалы в береговых примыканиях с учетом геологического строения створа [9]. Для улучшения напряженного состояния плотины арки часто уширяют к пятам (в современных плотинах $e_n/e_k = 1...1,5$ часто порядка $1,2...1,3$, где e_n и e_k — толщина арочных колец в пяте и ключе).

Центральные углы арок $2\alpha_0$ (рис. 7.31, *а*) в современных плотинах равны у гребня $90...130^\circ$ и постепенно уменьшаются книзу до $65...85^\circ$, а иногда и больше. Назначая их, стараются добиться возможно минимальных объемов бетона и скалы при благоприятной работе плотины и береговых примыканий.

Характерная форма вертикального ключевого сечения (центральной кон-

соли) плотин с *постоянным центральным углом* показана на рисунке 7.31, а: толщина поверху меньше, чем понизу, с вертикальной или почти вертикальной низовой гранью на всей ее высоте, часто за исключением несколько утолщенной нижней части, в которой существенно уменьшаются центральные углы. Для *цилиндрических* плотин, особенно арочно-гравитационных, характерны сечения консолей с вертикальной верховой гранью и наклонной прямолинейной или слегка криволинейной низовой (рис. 7.31, б, 7.32, б).

Купольные плотины имеют достаточно резко выраженные искривления консолей, обычно утолщающихся книзу (рис. 7.31, в, г, 7.32, а, 7.34, б, в и др.).

При широких долинах с $L/h \geq 3,5 \dots 4$ для снижения консольных напряжений и надлежащей загрузки арок нередко уменьшают жесткость консолей, устраивая их постоянной или близкой к постоянной толщины — с утолщенным гребнем (см. рис. 7.37, а). С той же целью делают (не только в широких створах) и швы-надрезы у основания (рис. 7.32, б; 7.33, б; 7.37, б), горизонтальные швы-шарниры или скользящие швы, расчленяющие плотину на пояса (см. рис. 7.1, л).

При выборе очертаний искривленных консолей необходимо учитывать их работу в строительных условиях. Арочные плотины возводят отдельными столбами, разделенными временными усадочными швами I (рис. 7.36), которые после завершения усадки бетона (обычно через 6...8 мес) заделывают (цементируют или бетонируют) при небольшой положительной температуре (порядка 3...5 °С), а в некоторых случаях близкой к средней многолетней данной местности. Лишь после заделки этих швов плотина или ее часть (ярус) начинает работать как арка. Нулем расчетных температур является температура заделки швов. Так как понижения температуры обычно создают менее благоприятное напряженное состояние плотины, чем ее повышения (см. 7.5.6), швы и заделывают при относительно низких температурах.

При сильноискривленным консолям их невозможно возвести сразу на всю высоту без заделки швов по ярусам, так как из-за значительных эксцентриситетов приложения нагрузки от соб-

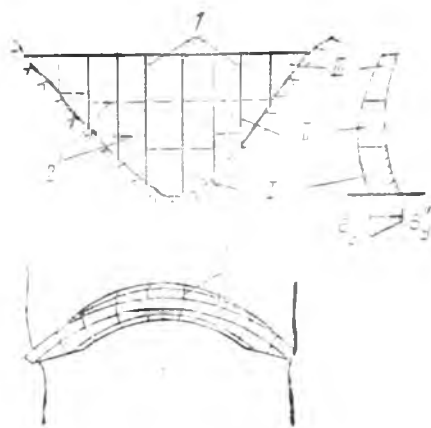


Рис. 7.36. Схема расположения временных вертикальных швов в арочной плотине и очередность их замоноличивания:

I, II, III — ярусы заделки швов; 1 — временные швы; 2 — границы между ярусами заделки швов.

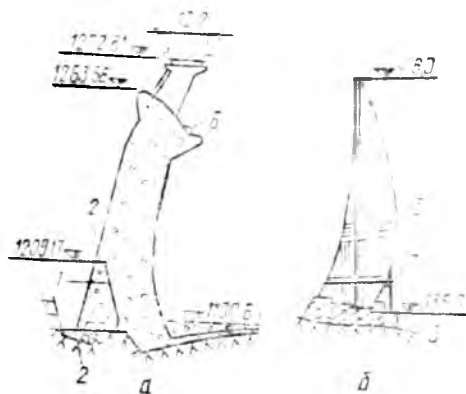


Рис. 7.37. Устройство у искривленных консолей специальных приливов для улучшения работы плотины в строительный период:

а — плотина Ферворд (ЮАР), $h=80$ м; б — плотина Мареж (Франция), $h=90$ м; 1 — шов вдоль напорной грани; 2 — горизонтальные швы; 2' — штрабы в усадочном шве; 4 — опора — контрфорс; 5 — подушка; 6 — расщепители.

ственного веса появятся недопустимые растягивающие напряжения в основании и других сечениях. Если плотина строится в сейсмическом районе, растяжение возникает и от сейсмических воздействий. Во избежание этого приходится такие консоли возводить ярусами, заделывая временные швы прежде, чем переходить к бетонированию следующего яруса консоли (рис. 7.36). Высоту яруса устанавливают из условия отсутствия или ограничения растягивающих напряжений σ_y в нижнем сечении данного яруса консоли от собственного веса и других сил (например,

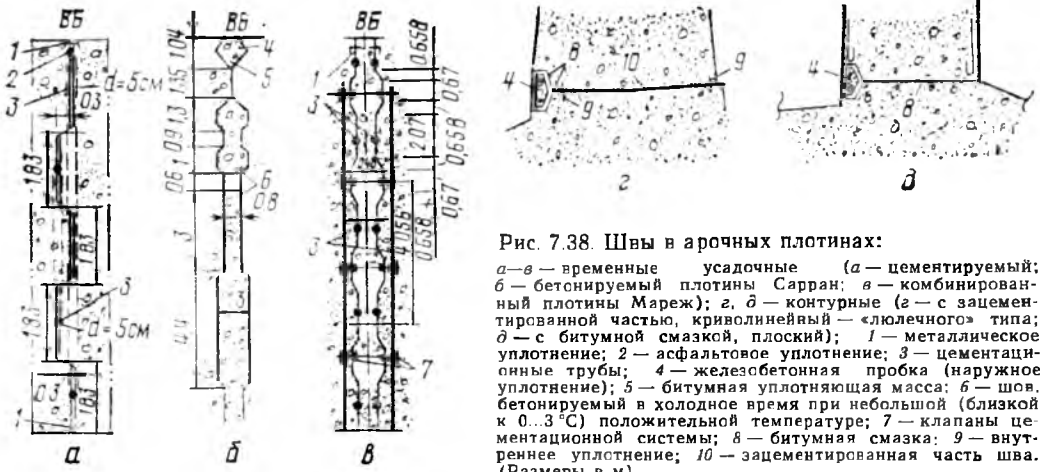


Рис. 7.38 Швы в арочных плотинах:

а-в — временные усадочные (*а* — цементуемый; *б* — бетонируемый; *в* — комбинированный) швы; *г, д* — контурные (*г* — с зацементированной частью, криволинейный — «лучевого» типа; *д* — с битумной смазкой, плоский); *1* — металлическое уплотнение; *2* — асфальтовое уплотнение; *3* — цементационные трубы; *4* — железобетонная пробка (наружное уплотнение); *5* — битумная уплотняющая масса; *6* — шов, бетонируемый в холодное время при небольшой (близкой к 0...3 °С) положительной температуре; *7* — клапаны цементационной системы; *8* — битумная смазка; *9* — внутреннее уплотнение; *10* — зацементированная часть шва. (Размеры в м)

сейсмических), действующих в период строительства.

Иногда для того, чтобы в строительных условиях в определенной мере избежать указанных ограничений и обеспечить надежную работу искривленных консолей до замоноличивания вертикальных временных швов, устраивают приливы со швами (рис. 7.37, *а*) или опоры-контрфорсы (рис. 7.37, *б*), поддерживающие в строительный период искривленные столбы и отделенные от опорных подушек швами. В эксплуатационный период плотина работает искривленным расчетным профилем.

Конструкции основных элементов.
Гребень плотины. Гребень арочной плотины обычно конструктивно оформляют так же, как и гравитационной (гл. 7.2).

Швы. Временные радиальные усадочные швы бывают трех типов: цементуемые (рис. 7.38, *а*), бетонируемые (рис. 7.38, *б*) и комбинированные (рис. 7.38, *в* и 7.37, *б*).

В большинстве случаев применяют цементуемые швы (шириной несколько миллиметров, образующиеся при усадке и остывании бетонных блоков, бетонируемых враспор) — как наиболее простые и дешевые и в то же время достаточно надежные при современных способах цементации и качественном выполнении ее.

Менее удобные в производственном отношении бетонируемые широкие (шириной 0,7...1,5 м) и комбинированные временные швы устраивают редко.

Расстояние между радиальными

усадочными швами обычно принимают в пределах 9,5...18 м, чаще 10...15 м.

Схемы контурных швов приведены на рисунке 7.38, *г, д*. Конструкции этих швов, а также швов-надрезов, продольных швов (рис. 7.32, *а*), швов-разрезов и горизонтальных швов, расчленяющих плотину на пояса (см. рис. 7.1, *л*), приведены в [9].

Продольные швы можно применять в следующих случаях: при большой толщине плотины как временные замоноличиваемые температурно-усадочные швы, аналогичные швам гравитационных и контрфорсных плотин при столбчатой разрезке; при строительстве плотины в две очереди и более; в качестве мероприятия, улучшающего напряженное состояние плотины (расчленение конструкции на ряд более тонких арок улучшает распределение напряжений [9]).

Дренаж тела плотины. Его устраивают для организованного отвода воды, фильтрующейся через тело плотины, и недопущения ее выхода на низовую поверхность — во избежание ее замерзания зимой и более быстрого вследствие этого выветривания бетона у низовой грани. Выполняют его так же, или как и в гравитационных плотинах (гл. 7.2) — в виде трубок диаметром 7,5...30 см с шагом 1,5...4 м. Средние градиенты для низа дренажа принимают обычно порядка 10...15, иногда выше.

Многие арочные плотины, особенно тонкие, выполнены без дренажа.

Гидроизоляция и облицовка граней, теплоизоляция. В современных плотинах при высококачественном бе-

тоне требуемой марки по прочности, водонепроницаемости и морозостойкости, укладываемом у напорной грани, часто не устраивают специальную гидроизоляцию напорной грани.

Иногда для повышения водонепроницаемости напорную грань все же покрывают гидроизоляцией, обычно битумной или в виде горячей асфальтовой штукатурки. Есть плотины, у которых напорная грань покрыта слоем торкрет-бетона по металлической сетке.

Перспективна, особенно для суровых климатических условий, гидроизоляция напорной грани каменноугольно-эпоксидными покрытиями, армированными стеклотканью.

Если к покрытию предъявляют требование хорошей теплоизоляции конструкции (в зоне переменного горизонта ВВ), можно применять *пенэпоксидные составы* [116].

Низовые грани арочных плотин в большинстве случаев не имеют защитных покрытий. В суровых зимних условиях при тонких плотины иногда применяют специальные теплозащитные стенки; в таких случаях возможны и соответствующие теплоизоляционные покрытия, например пенэпоксидные.

Армирование. Арматуру обычно ставят в местах, где могут возникнуть местные напряжения (у смотровых, водосбросных и других отверстий и галерей в теле плотины, в устьях несквозных швов и др.); у наружных поверхностей плотины для ограничения размеров температурных трещин (в виде сетки, например, 2 Ø 20 мм или 3 Ø 16 мм на 1 м длины); в ряде случаев у поверхностей конструктивных швов, например контурных; в верхних арках плотины для восприятия напряжений при сейсме и у подошвы плотины в целях предотвращения образова-

ния трещин вследствие концентрации напряжений на отдельных участках в связи с неоднородностью основания и т. д.

Расход арматуры в арочных плотинах обычно не превышает 4...6 кг на 1 м³ бетона, иногда достигает 10...14 кг, редко бывает больше.

Сопряжение со скалой. В практике строительства арочных плотин применяют различные формы сопряжения арок с берегами (рис. 7.39). Радиальные пяты (рис. 7.39, а, б) хорошо соответствуют исходной расчетной схеме арок и, видимо, в наибольшей мере вовлекают в работу «на глубинный сдвиг» скалу береговых примыканий. Однако при горизонталях, примерно параллельных оси долины, получатся значительные врезки (рис. 7.39, а), что является недостатком этого очертания. В этом случае для уменьшения врезок в скалу применяют различные формы пят с меньшими врезками (рис. 7.39, в—е).

При ступенчатой врезке пяты в скалу (рис. 7.39, в) для восприятия местных напряжений в пяте ставят арматуру.

Распространены полигональные (по схеме рис. 7.39, г) пяты с достаточно большой опорной площадкой а—б, иногда применяют плавные, «ложкообразные» (в частном случае круговое) очертания пяты (рис. 7.39, д); если стремятся уменьшить напряжения на скалу, устраивают в пятах уширения—приливы (А на рис. 7.39, е).

Характер сопряжения со скалой получается в соответствии с формой сопряжения арок с берегами. Обычно избегают значительного общего наклона подошв консолей в сторону НБ.

В разрезе поперек течения реки сопряжение со скалой целесообразно выполнять по плавной линии без резких перегибов и уступов.

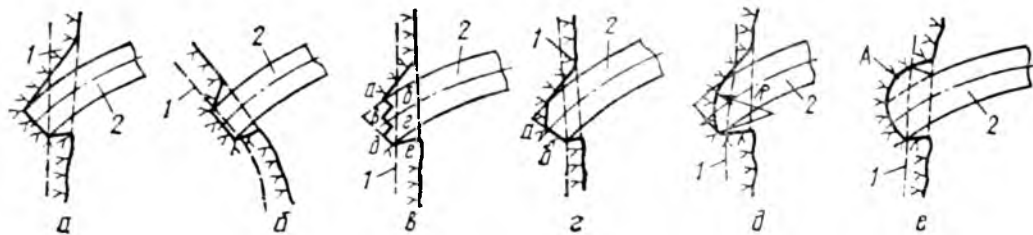


Рис. 7.39 Очертания пят арок (врезка в берега):

а, б — радиальное; в — ступенчатое; г — со срезкой верхнего угла (полигональное); д — е — криволинейное (ложкообразное, круглое); 1 — граница здоровой скалы; 2 — ось арки.

Устои и береговые открылки. Устои бывают двух основных видов: *прямые* в виде гравитационных стенок, воспринимающих нагрузку от усилий в пятах верхних колец плотины и давление воды непосредственно на верховую грань устоя (см. рис. 7.1, м), и с *гравитационными открылками*, которые дают возможность разгрузить устой от давления воды на его верховую грань и противодействия в основании (пространство между устоем и открылком дренируется), что улучшает работу собственно устоя (рис. 7.31, г). При этом открылок от устоя отрезают швом. Устои с такими открылками стали применять довольно часто.

Эксплуатационные коммуникации. Для нормальной эксплуатации плотины (осмотра, проведения инструментальных наблюдений за ее работой, ремонта) устраивают подъездные пути к ней, а также различные эксплуатационные коммуникации в плотине, основании и берегах — *смотровые галереи* (потерны) в теле плотины и в берегах (рис. 7.32, а, б, 7.34, в и др.), шахты для контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) и лифтов (см. рис. 7.6), *консольные служебные мостики* на низовой грани, (рис. 7.32, а) и др. Смотровые галереи обычно совмещают с дренажными; нередко они заходят в основание и берега (см. рис. 7.6). В качестве смотровых используют цементационные галереи и штольни.

7.4.4. Краткие сведения о расчетах прочности и устойчивости

Расчеты прочности. Существует много различных методов расчета напряженно-деформированного состоя-

ния арочных плотин, различающихся как степенью сложности и приближения к действительности основной расчетной модели, так и способом выполнения самого расчета. Для стадий проекта и рабочей документации применяют достаточно точные методы (с широким использованием ЭВМ), довольно полно учитывающие пространственность работы сооружения; для прикидочных и предварительных расчетов на стадии проекта используют более простые и менее точные методы.

Методы «независимых» («чистых») арок. При этих методах, наиболее простых и обычно грубо приближенных, плотину мысленно разбивают на ряд независимых друг от друга колец — арок (рис. 7.40), обычно горизонтальных, а иногда выделяемых примерно в соответствии с траекториями главных нормальных напряжений («ныряющие арки»). Каждую арку рассчитывают на соответствующие нагрузки независимо от других арок. Существуют методы расчета на различные воздействия для тонких и толстых арок, постоянной и переменной толщины, с различным опиранием, с образованием «вторичных» (активных) арок, то есть с выходом из работы растянутых зон (полностью или частично) [9]. Их применяют лишь для *прикидочных* расчетов (иногда на стадии вписывания арочной плотины в местность). В редких случаях, когда плотина разделена швами на арочные пояса, такие методы (с учетом действующих нагрузок и условий опирания, очертаний арок и др.) будут соответствовать реальной схеме плотины и их можно использовать для основных расчетов.

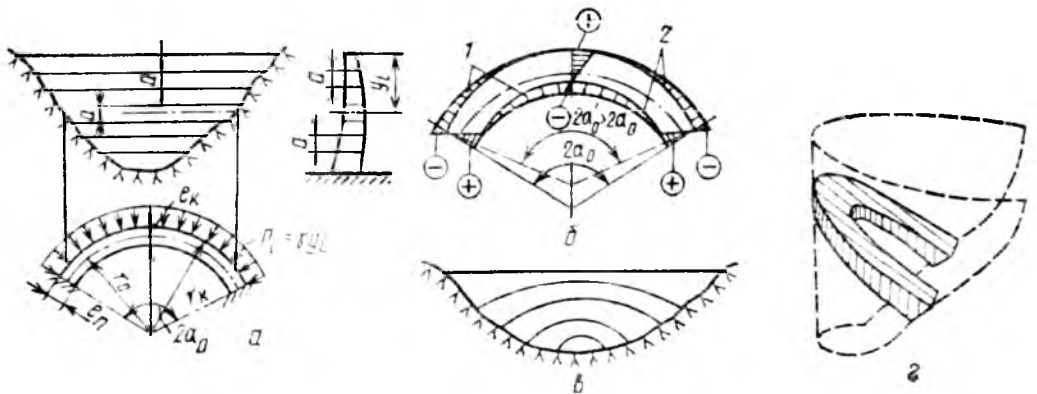


Рис. 7.40. Схемы к расчету арочной плотины методом независимых арок: а — схема расчетных арочных колец; б — образование «активной» («вторичной») арки; в — траектории наибольших главных нормальных напряжений на низовой грани, г — форма ныряющей арки; 1 — трещины; 2 — активная арка; плюс — сжатие, минус — растяжение.

Решив эту систему, определяют значения p_1^a, \dots, p_n^a , на которые и рассчитывают арки уже как независимые (рис. 7.41, а). После этого по формуле (7.19) легко определить и нагрузки на консоль p_i^k , и $\gamma y_i^k = p_i^k/a$ и др. (для всех точек $1, \dots, n$).

Характер распределения нагрузки между арками и консолью приведен на рисунке 7.41, в: происходит некоторое перераспределение нагрузок — верхние арки дополнительно перегружаются (по сравнению с гидростатической нагрузкой), а консоль для уравнения прогибов вверху как бы разгружается нагрузкой обратного направления (рис. 7.41, г). Напряжения в сечениях центральной консоли определяют по обычной формуле внецентренного сжатия от действия горизонтального давления воды по полученной указанным способом эпюре (рис. 7.41, г), собственного веса консоли и вертикального давления на нее воды (если верховая грань отличается от вертикальной). Если в консоли получаются чрезмерно большие растягивающие напряжения, которые могут появиться в нижней части плотины на верховой грани и в верхней и средней частях на низовой грани (зоны АБ и ВГ на рис. 7.41, б для профиля, начерченного сплошными линиями), изменяют очертание консоли (примерно как указано пунктиром на рис. 7.41, б); можно изменить, очевидно, и толщины сооружений.

Метод Риттера — Скрыльникова был развит С. В. Соколовским (учет колебаний температуры, упругости заделки пят, шарниров в пятах и пр.).

Влияние податливости основания можно учесть способом Фогта — Тельке, по которому фактический опорный контур ДЕЖ (рис. 7.41, а) заменяют более длинным фиктивным контуром Д'Е'Ж', вследствие чего увеличиваются длины расчетных консолей и осей арочных колец на некоторую величину δ , переменную для разных сечений. Приблизленно при $E_n = E_0$ принимают $\delta = (0,45 \dots 0,5)e$, где e — толщина плотины по опорному контуру. На рисунке 7.41 для центральной консоли $\delta = \delta_1 = (0,45 \dots 0,5)b$ (рис. 7.41, д), а для i -й арки $\delta = \delta_i = (0,45 \dots 0,5)e_i$ (рис. 7.41, е).

Более совершенен метод арок — консолей, при котором рассматривает-

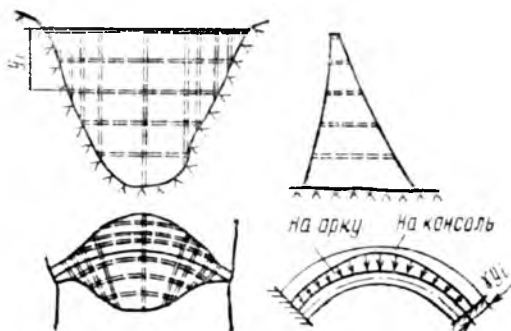


Рис. 7.42. Схема к расчету арочных плотин методом «арок — консолей».

ся не одна, а несколько консолей (5...7 и более) (рис. 7.42), причем существует много разновидностей его. Например, так называемый метод *пробных нагрузок*, который широко применяется в проектировании и дает достаточно точные результаты, удовлетворительно соответствующие данным модельных исследований; он пригоден и для арочно-гравитационных плотин, которые не подходят под категорию тонких оболочек.

В этом методе для соответствующих точек арок и консолей проводят ряд «подгонок», «проб» только радиальных перемещений (сокращенный метод пробных нагрузок) или не только радиальных, но и тангенциальных перемещений, а иногда и углов поворота (полный метод пробных нагрузок). В результате добиваются достаточно близкого совпадения этих перемещений (или углов поворота) для точек арок и консолей (с расхождением не более 3...5%, иногда 10%). Предварительно же распределением нагрузок между арками и консолями для всех сечений задаются на основе опыта проектирования. Эпюры давления воды на арки получаются при этом с переменной по длине арки интенсивностью (рис. 7.42), зависящей от формы ущелья (короткие береговые более жесткие консоли воспринимают большую относительную нагрузку, чем ключевая консоль). Имеется ряд программ на ЭВМ для расчета плотин этим методом на различные нагрузки и воздействия (в том числе температурные и сейсмические воздействия) с учетом деформации скалы основания, последовательности замоноличивания швов и др.

Для расчета арочных плотин ис-

пользуют и вариационные способы, метод конечных элементов, а также методы, основанные на теории оболочек и пространственной теории упругости.

В расчетах арочных плотин как пространственных систем можно учесть и образование в плотине «вторичной» системы (вторичных арок и консолей), то есть выход из работы растянутой зоны полностью или частично.

Допустимость найденного напряженно-деформированного состояния плотины оценивают в соответствии с указаниями в главе 3.3. Расчеты устойчивости береговых упоров арочных плотин рассмотрены в главе 3.2 и в [47, 113].

При проектировании арочных плотин наряду с расчетами широко применяют модельные исследования этих плотин и их оснований (гл. 15.1).

7.5. КОНТРОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ

7.5.1. Классификация

Общие сведения

По типу напорного перекрытия различают плотины массивно-контрфорсные (см. рис. 7.1, *е*), многоарочные (см. рис. 7.1, *ж*) и с плоскими напорными перекрытиями (см. рис. 7.1, *з*). Это основные типы контрфорсных плотин. Есть предложение устраивать контрфорсные плотины с гибкими (из стали или полимерных материалов) напорными перекрытиями, работающими в основном на растяжение. Их называют также парусно-контрфорсными.

По типу контрфорсов плотины бывают с одиночными (рис. 7.45, 7.48, *а* — *ж*) и сдвоенными (рис. 7.44; 7.46; 7.48, *з* — *к*) контрфорсами; со сплошными (рис. 7.43...7.46, 7.48 и др.), полыми (рис. 7.47, *в*) и сквозными контрфорсами (в виде отдельных наклонных колонн с элементами жесткости и др.) [9]. В большинстве случаев контрфорсы устраивают сплошными одиночными (чаще) или сдвоенными.

По материалу — бетонные и железобетонные, стальные, из каменной кладки и комбинированные (например, парусно-контрфорсные — с бетонными контрфорсами и стальными или полимерными гибкими напорными перекрытиями). В большинстве случаев строят бетонные контрфорсные плотины, реже

железобетонные; каменные и стальные в настоящее время не применяют, и их нельзя считать перспективными.

Классификация по высоте — такая же, как и гравитационных плотин (гл. 7.2).

Основные характеристики контрфорсных плотин различных типов (их достоинства и недостатки, условия применения, распространение) рассмотрены в 7.1.1. Строительство таких плотин на скале дает довольно значительную экономию бетона по сравнению с массивными гравитационными. Это происходит как из-за уменьшения фильтрационного давления в основании (гл. 2.2; фильтрующая вода легко выходит в широкие полости между контрфорсами и $W_{\phi} < W_{\psi}$ — см. рис. 7.4, *а*, *б*), так и за счет наклона напорной грани и возникновения при этом вертикальной пригружающей силы W_1 (см. рис. 7.4, *б*), что и позволяет уменьшить требующийся для обеспечения устойчивости сооружения вес бетона ($G_1 < G$).

Иногда массивно-контрфорсные плотины (см. рис. 7.1, *е*) относят к гравитационным с расширенными швами (см. рис. 7.1, *б*), и нет общепринятого критерия, разграничивающего эти типы плотин. В [9] предлагается массивно-контрфорсными считать плотины с $d/l \leq 0,40$ (рис. 7.48, *а*), а гравитационными с расширенными швами — с $d/l > 0,4$. Принимают и разграничивающее значение $d/l = 0,5$.

В большинстве случаев контрфорсные плотины строят на скальных основаниях, причем многоарочные — только на скале (за исключением единичных и нехарактерных случаев), их сооружают в районах с высокой сейсмичностью.

Самыми высокими и крупными по объему бетона являются многоарочная плотина Даниель Джонсон (Канада, 1970 г.) высотой 215 м (рис. 7.47, *а*), массивно-контрфорсные плотины Итейпу (Бразилия и Парагвай, 1982 г.) высотой 196 м (рис. 7.46) и Андиганская (СССР, 1980 г.) высотой 115 м с объемом бетона 3,73 млн. м³ (рис. 7.44).

7.5.2. Массивно-контрфорсные плотины

Высота таких плотин достигает почти 200 м (плотины Итайпу высотой 196 м), расстояния между осями оди-

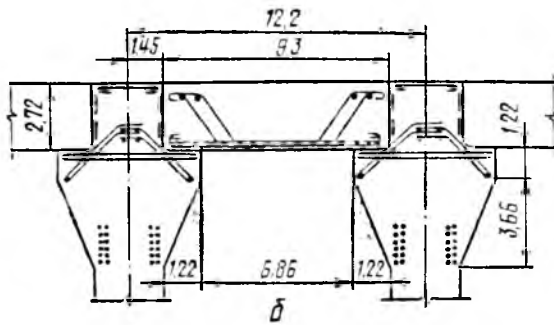
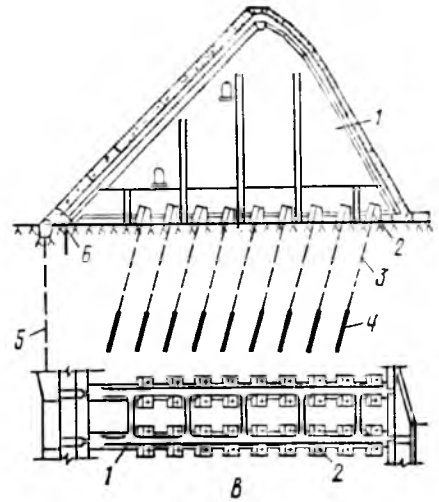
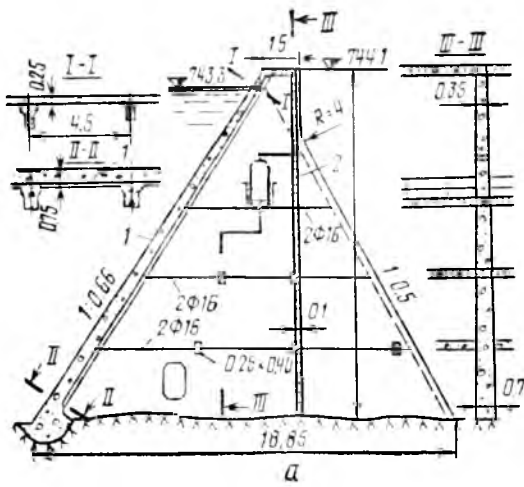


Рис. 7.43. Плотины с плоскими напорными перекрытиями:

a — тонкостенная плотина Холмеванн (Норвегия) с неразрезными напорными перекрытиями 1 и теплоизоляционной стенкой 2; *б* — разрезные напорные перекрытия плотины Эскаба (Аргентина); *в* — плотина Мада (Малайзия) (1 — контрфорсы; 2 — анкерный блок; 3 — трос; 4 — анкеровка в скале; 5 — цементационная завеса, 6 — дрена). (Размеры в м)

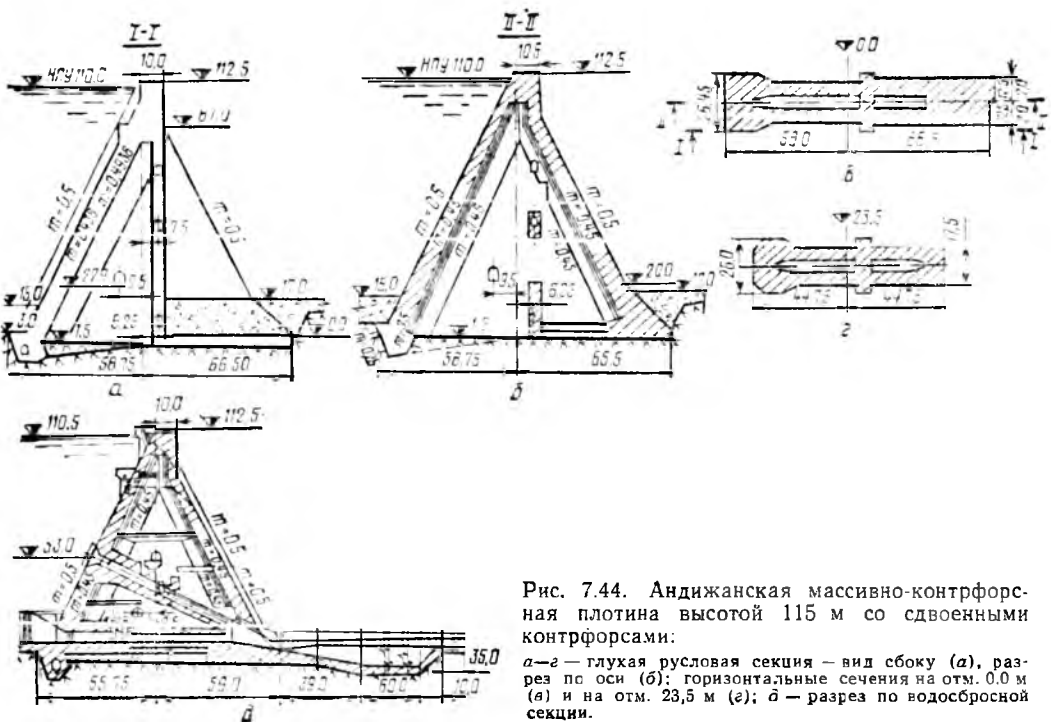


Рис. 7.44. Андижанская массивно-контрфорсная плотина высотой 115 м со двоянными контрфорсами:

a — глухая русловая секция — вид сбоку (*a*), разрез по оси (*б*); горизонтальные сечения на отн. 0.0 м (*в*) и на отн. 23,5 м (*г*); *б* — разрез по водосборной секции.

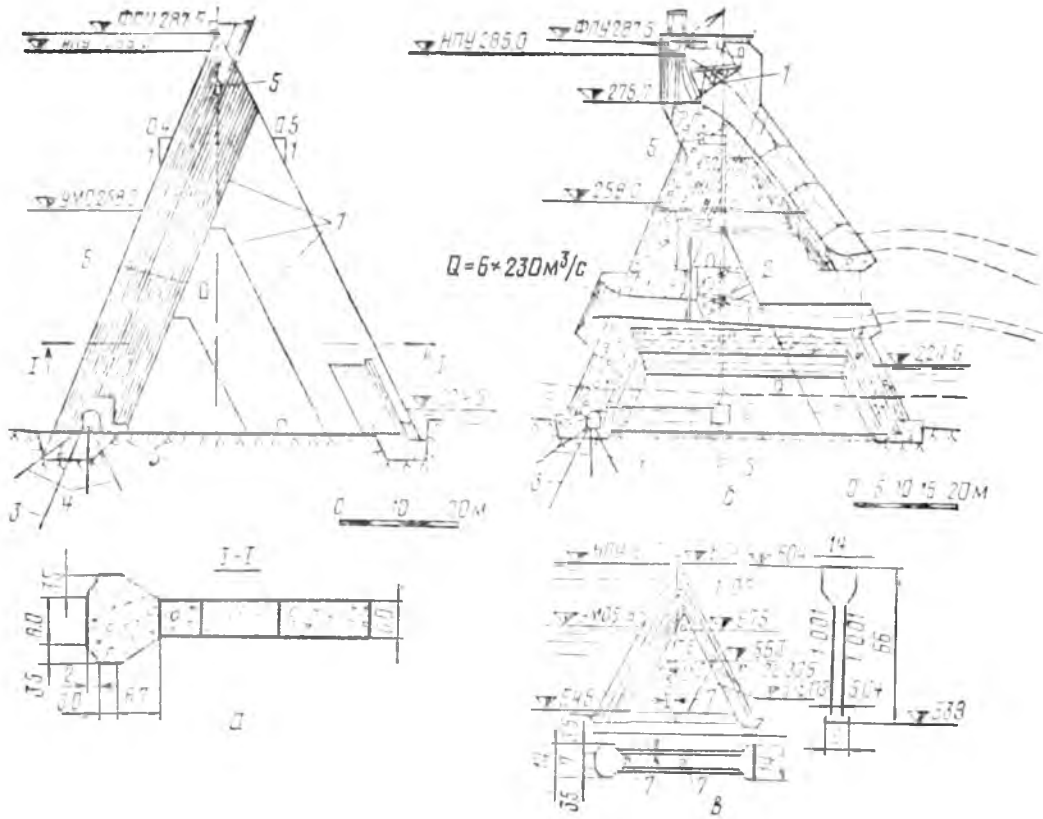


Рис. 7.45. Массивно-контрфорсные плотины с одиночными контрфорсами:

а, б — Эль-Массира (Марокко) высотой 82 м — глухая (а) и водосбросная (б) секции; в — Цао (Япония) высотой 66 м; 1 — сегментный затвор водослива; 2 — то же, глубинного отверстия; 3 — цементационная завеса; 4 — площадная укрепительная цементация; 5 — потерны; 6 — шахта, оборудованная отвесом; 7 — строительные временные температурно-усадочные швы.

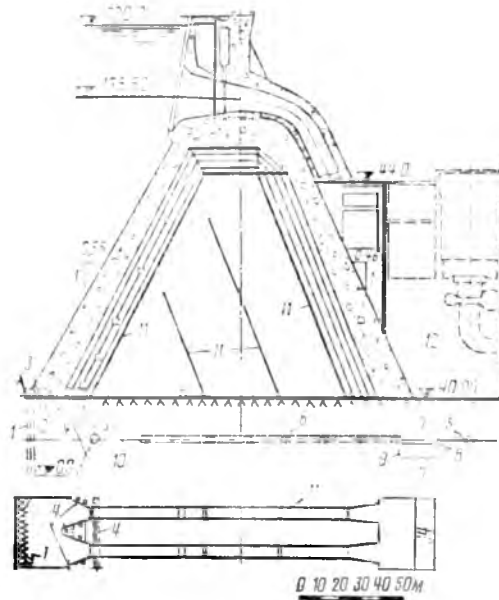
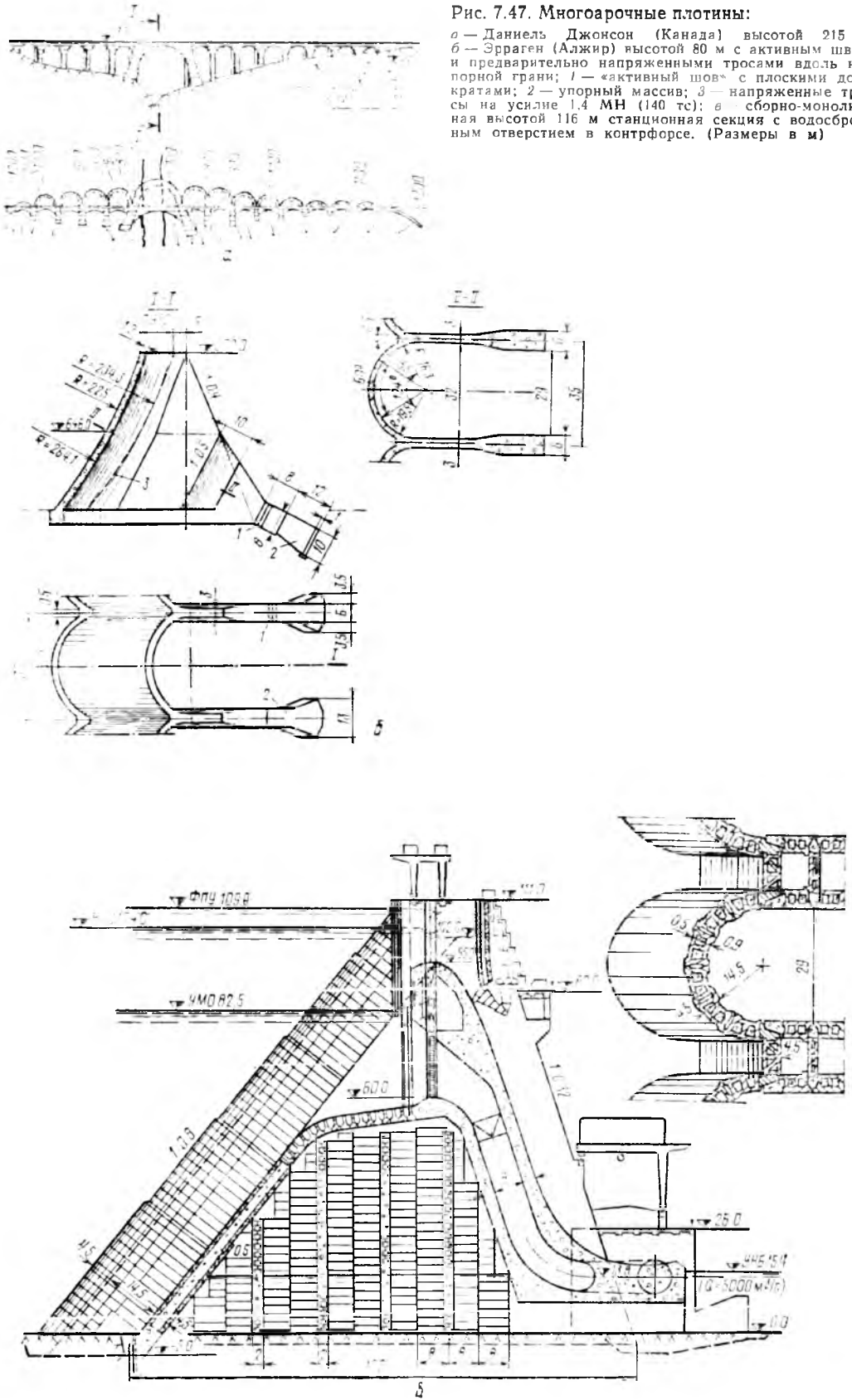


Рис. 7.46. Массивно-контрфорсная плотина Итайпу (Бразилия — Парагвай) высотой 196 м со сдвоенными контрфорсами (русовая секция с водоприемником ГЭС):

1 — цементационная завеса; 2 — контактная цементация; 3 — консолидационная контактная цементация; 4 — дренажные скважины; 5 — дренажный туннель; 6 — противсдвигающие бетонные зубья, прорезающие слабую прослойку с брекчией; 7 — плотный базальт; 8 — брекчия; 9 — пористый базальт; 10 — неоднородности пород основания; 11 — температурно-усадочные строительные швы; 12 — здание ГЭС.

Рис. 7.47. Многоарочные плотины:

а — Даниель Джонсон (Канада) высотой 215 м;
 б — Эрраген (Алжир) высотой 80 м с активным швом и предварительно напряженными тросами вдоль напорной грани; 1 — «активный шов» с плоскими домкратами; 2 — упорный массив; 3 — напряженные тросы на усилии 1,4 МН (140 тс); в — сборно-монолитная высотой 116 м стационарная секция с водобросным отверстием в контрфорсе. (Размеры в м)



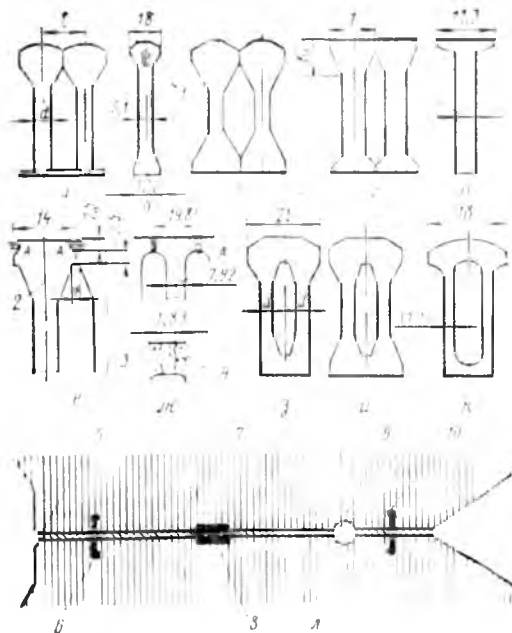


Рис. 7.48. Схема горизонтальных сечений контрфорсов массивно-контрфорсных плотин:

а-ж — с одиночными контрфорсами; *а, к* — с двояными контрфорсами; *а, к* — с круговым очертанием напорной грани оголовка; *б, в, з, и* — с полигональным очертанием этой грани; *г-ж* — с плоской напорной гранью; *л* — уплотнение шва между оголовками плотины Клайвдог (Англия); *1* — дренажные скважины; *2* — дрена; *3* — бетонизируемый шов; *4* — битум; *5* — резиносбитумная заглушка $3,2 \times 1,9$ см; *6* — шпонка из фансовой резины; *7* — пробковая плита толщиной 1,3 см; *8* — резиносбитумное уплотнение с трубками масляного обогрева; *9* — дрена диаметром 15 см; *10* — шпонка из фансовой резины. (Размеры в м)

ночных контрфорсов обычно до 14... 18 м (рис. 7.45; 7.48, *д*), редко больше (Кировская плотина, $l=22$ м при $h=84$ м), размеры секций $2l$ при двояных контрфорсах (рис. 7.48, *з-к*, 7.44) 22, 26 м, редко 34 м (рис. 7.46).

Плотины этого типа строят в различных климатических условиях, в том числе достаточно суровых (Зейская плотина в СССР, $h=111$ м, $l=15$ м), нередко при значительном сейсме (8... 9 баллов), и в сложных геологических условиях (Андижанская, японские плотины Хатонаги № 1 высотой 125 м и Цао — рис. 7.45, *в*, югославская Баяна Башта высотой 90 м и др.).

Разрезная конструкция массивно-контрфорсной плотины в определенной мере способствует удовлетворительной работе ее при неоднородных основаниях и колебаниях температуры. Обычно массивно-контрфорсные плотины возводят на скальных основаниях, не требующих устройства фундаментной плиты (рис. 7.45, *а, б*), но в ряде случаев строят и на относительно слабых

и неоднородных основаниях, требующих устройства частичной (рис. 7.44; 7.45, *в*) или сплошной фундаментной плиты.

Устройство фундаментной плиты у плотины Бен-Метир (Тунис) высотой 71 м, построенной на слабом основании из песчачиков и глинистых пород с преобладанием последних ($\lg \varphi=0,465$ и $C \approx 30$ кПа), позволило получить небольшие напряжения на грунт (780... 830 кПа), причем весьма равномерное их распределение было достигнуто уположением низовой грани каждого контрфорса в нижней части.

В некоторых массивно-контрфорсных плотинах были применены «активные швы» и предварительного-напряженная арматура. С активными швами выполнена плотина Менжилль (Иран).

В Шотландии построены массивно-контрфорсные плотины с одиночными контрфорсами с почти вертикальной плоской верховой гранью (уклоны $1:0,25...1:0,167$) — плотина Лох Слоу высотой 55,4 м (рис. 7.48, *ж*) и др. При таких очертаниях верховой грани упрощается производство работ. Для возможности применения довольно больших пролетов ($l \approx 15...10$ м) при плоской напорной грани и тонких оголовках в плотинах шотландского типа были устроены временные усадочные швы *A* (рис. 7.48, *ж*), заполняемые бетоном не ранее чем через 3 мес после бетонирования соседних контрфорсов и при возможности низкой (но положительной) температуре.

Плоскую напорную грань имеют также плотины шведского типа высотой до 40...45 м, причем имеется две разновидности таких плотин — массивные с толстыми контрфорсами, являющиеся по существу гравитационными плотинами с расширенными швами и имеющими верховую грань, близкую к вертикальной (рис. 7.48, *г*), и с тонкими контрфорсами (рис. 7.48, *д*) — обычно с наклонной верховой гранью.

Формы массивных оголовков контрфорсов приведены на рисунке 7.48.

Криволинейное (круговое) очертание напорной грани (рис. 7.48, *а* и *к*) в сечении контрфорсов, перпендикулярном образующей напорной грани, дает возможность получить благоприятное напряженное состояние в оголовке; для упрощения производства работ (опалубки) часто напорной грани придают полигональную форму (рис. 7.48, *б, в, з, и*), делают и плоской (рис. 7.48, *г*). Однако при плоской грани могут возникнуть большие растягивающие напряжения, что вызывает необходимость дополнительного армирования, особенно при тонких консолях (рис. 7.48, *д*). Для улучшения напряженного состояния оголовка с плоской напорной гранью в плотине Менжилль (рис. 7.48, *е*) устроены в швах расширенные части *A*, в которые свободно

поступает вода ВВ. Гидростатическое давление воды в вырезах А сжимает оголовки в направлении оси плотины и этим улучшает его напряженное состояние. В ряде плотин применены плавные сопряжения оголовков с контрфорсами (рис. 7.48, б, ж, к), что уменьшает местные напряжения в зонах изменения толщины и улучшает напряженное состояние. Иногда оголовки контрфорсов дренируют для предупреждения выхода профильтровавшейся воды на низовые грани оголовков и ее замерзания при морозах, следствием чего может быть более быстрое разрушение бетона. В итальянской плотине Дживеретто (рис. 7.48, б) в оголовке устроена значительная овальная полость, которая дренирует оголовки; она способствовала также отводу тепла из массива при его бетонировании. Водонепроницаемость швов между отдельными оголовками контрфорсов достигается установкой в шве уплотнений (резиновых, гудронных, с металлическими листами и др., рис. 7.48, л), таких же как в гравитационных плотинах (гл. 7.2).

По экономическим показателям массивно-контрфорсные плотины с одиночными и со двояными контрфорсами практически равноценны, и предпочтение одному из этих типов отдают в зависимости от местных условий.

При одиночных контрфорсах более благоприятна работа конструкции в отношении восприятия температурно-усадочных деформаций (меньше пролеты l), а также при неоднородном основании. При двоянных контрфорсах удобнее располагать в секциях водопронусные глубинные отверстия (не в швах), меньше шпонок.

7.5.3. Многоарочные плотины

Обычно многоарочные плотины возводят в условиях не очень сурового климата, однако при достаточно массивных элементах (рис. 7.47, а) и устройстве в случае необходимости теплоизоляции со стороны НБ климатические условия не ограничивают их применение. Ценное качество многоарочных плотин состоит в возможности принимать большие расстояния между контрфорсами, что уменьшает объем скальных работ и позволяет в ряде

случаев удобно разместить между контрфорсами агрегаты гидроэлектростанции. В современных многоарочных плотинах расстояния между контрфорсами достигают 35...50 м (плотины Эрраген, $l=35$ м, Гранваль, $l=50$ м) и более. Плотина Даниель Джонсон имеет центральную арку с пролетом между осями контрфорсов $l=161,5$ м и 13 арок с $l=76,2$ м (рис. 7.47, а).

Многоарочные плотины часто требуют довольно большого армирования (иногда до 30...50 кг на 1 м^3 бетона и более) и несколько сложнее других в выполнении. Перспективны достаточно толстостенные, слабоармированные конструкции таких плотин.

Применение предварительно-напряженной арматуры и обжатия кладки домкратами в активных швах, по данным французских инженеров, дает дополнительную экономию бетона и стоимости. Так, для плотины Эрраген (рис. 7.47, б) применение этих мероприятий позволило получить экономию бетона в 49 % по сравнению с обычной конструкцией при экономии в стоимости 30 %.

Некоторые затруднения возникают при проектировании водосбросных многоарочных плотин, особенно при больших расходах, так как перелив воды непосредственно через арки может привести к подмывам контрфорсов (особенно если удельные расходы не очень малы) или к необходимости крепления русла НБ в месте падения струи и ниже. Устройство водосливной плиты между контрфорсами при больших пролетах — довольно тяжелое, неконструктивное решение, хотя его иногда и предлагают и оно может быть в определенной мере оправдано. Водопронусные отверстия в последнее время располагают в контрфорсах многоарочных плотин (плотины Гранваль, Меффруш и др.), для чего их в ряде случаев проектируют расширенными, полыми (рис. 7.47, в).

В контрфорсах можно располагать не только водосбросные отверстия (поверхностные или глубинные), но и водозаборные, а также трубопроводы ГЭС (рис. 7.47, в); иногда трубопроводы могут проходить и между контрфорсами.

При обычных конструкциях многоарочных плотин (см. рис. 7.1, ж) некоторые затруднения возникают в устройстве мостового перехода, особенно

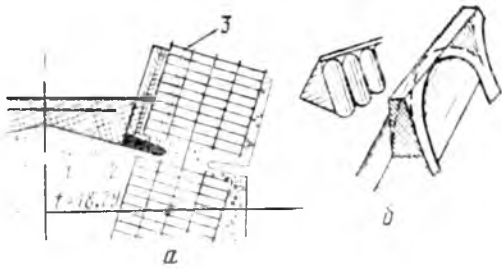


Рис. 7.49. Некоторые элементы многоарочных плотин:

а — деталь сопряжения двухшарнирной арки с контрфорсом австралийской плотины Джулиус ($h=35,8$ м, $l=18,29$ м); *б* — конструкция верхней части многоарочной плотины, позволяющая удобно устроить мостовой переход: 1 — бетон между арками; 2 — битум; 3 — уплотнение между арочными кольцами. (Размеры в м)

когда мостом приходится перекрывать большие пролеты. Для устранения этого недостатка французскими инженерами была предложена и осуществлена на плотине Гранваль конструкция, приведенная на рисунке 7.49, *б*.

Арочные перекрытия многоарочных плотин часто устраивают бесшарнирными, жестко соединенными с контрфорсами. Имеются также конструкции, в которых арки отделены от контрфорсов швом и опираются на контрфорсы непосредственно или через специальную соединительную плиту. Такие конструкции имеют ряд положительных качеств: выполнение арок независимо от контрфорсов после частичного или полного возведения последних; уменьшение влияния неравномерной осадки контрфорсов на работу арок (то есть возможность применять такую конструкцию на скальных основаниях небезукоризненного качества); более равномерное распределение напряжений в арках; большая определенность в расчете контрфорсов, чем в случае жестко соединенных с ними арок, и т. д. (подробнее см. [9]). Иногда применяют арки с шарнирами, которые уменьшают чувствительность конструкции к температурным колебаниям и неравномерным осадкам, улучшают напряженное состояние арок (рис. 7.49, *а*).

В большинстве случаев арки устраивают круговыми и постоянной толщины в каждом сечении, перпендикулярном образующей свода, что главным образом связано со стремлением упростить производство работ. От сечения к сечению толщина арок изменяется, возрастая к низу плотины, что

соответствует увеличению нагрузки от давления воды.

В построенных плотинах центральный угол арок $2\alpha_0$ (см. рис. 7.50, *б*) изменяется от $93^{\circ}40'$ до 180° , в современных плотинах обычно принимают большие центральные углы — 180° или близкие к этому, редко меньшие, что обеспечивает достаточно благоприятное напряженное состояние арки (см. 7.5.6).

Разновидностью многоарочных плотин являются многокупольные, в которых вместо арок устраивают куполы; применяют их очень редко [9]. Недостаток этой конструкции — сложность опалубки.

7.5.4. Плотины с плоскими напорными перекрытиями

Плотины такого типа обычно строят небольшой высоты — до 15..35 м, редко больше. Среди высоких следует отметить плотины Родригес (Мексика, 1935 г.) — $h=73$ м, $l=6,7$ м и Поссем Кингдом (США, 1941 г.) — $h=57,8$ м, $l=12,2$ м [9,81].

При тонких контрфорсах требуется устройство элементов жесткости, которыми в плотинах с плоскими плитами (ввиду малых пролетов l) обычно являются балки жесткости. (рис. 7.43, *а*); иногда применяют и стенки жесткости, соединяющие полые контрфорсы (рис. 7.43, *в*). Плотина Мада интересна и тем, что при ее строительстве основание (кварциты со слабыми прослойками аргиллитов) было укреплено анкером — для обеспечения надлежащей устойчивости сооружения [9]. При строительстве относительно тонкостенных плотин с плоскими плитами в суровых климатических условиях иногда устраивают теплозащитные стенки (норвежские плотины — рис. 7.43, *а*).

Напорные плиты обычно выполняют разрезными (рис. 7.43, *б*, *в*), свободно опирающимися на консольные утолщения контрфорсов; реже — неразрезными, жестко соединенными с контрфорсами, с температурными швами через несколько пролетов (скандинавские плотины — рис. 7.43, *а*). При жестком соединении плит с контрфорсами появляются растягивающие напряжения у напорной грани и конструкция становится более чувствительной к температурным воздействиям и

неравномерным осадкам контрфорсов (при отсутствии фундаментной плиты и слабом основании).

При разрезных плитах шов между контрфорсом и плитой для лучшей водонепроницаемости обычно устраивают со штрабами (рис. 7.43, б) и заполняют битумом, асфальтом или другим гидроизоляционным материалом. Гидроизоляцией (например, битумная мастика) покрывают и опорную поверхность утолщенной головной части контрфорса.

7.5.5. Некоторые конструктивные и другие особенности

Контрфорсы и элементы жесткости. Сплошные контрфорсы, как правило, имеют переменную толщину, увеличивающуюся книзу; для небольших плотин, а иногда и средних высот для упрощения производства работ могут оказаться целесообразными контрфорсы постоянной толщины.

Полые (рис. 7.47, в) и особенно сдвоенные (рис. 7.44; 7.46; 7.48, з — к) контрфорсы коробчатой конструкции иногда оказываются предпочтительнее обычных одиночных в сейсмических условиях — при боковом сейсме.

Образование температурно-усадочных трещин в контрфорсах можно предотвратить не столько армированием их боковых поверхностей сеткой из арматуры (такое дисперсное армирование полезно, и его часто применяют, так как оно позволяет избежать образования крупных трещин), сколько соответствующими мерами, обеспечивающими нужный температурный режим бетона, и устройством временных (а иногда и постоянных) температурно-усадочных швов (гл. 3.5 и 7.2). Эти швы обычно устраивают вертикальными (что проще) или примерно (нередко с упрощением) по траекториям главных нормальных напряжений второго рода при полном водохранилище (рис. 7.45, в) или первого рода (рис. 7.45, а; 7.46). По статическим условиям ($\tau \approx 0$) располагать швы по траекториям главных нормальных напряжений лучше, но сложнее в производственном отношении. Замоноличивают эти швы в прохладное время года. Расстояние между усадочными швами — обычно 8...12,5 м, иногда несколько больше.

Необходимость устройства, тип и

размеры элементов жесткости устанавливают в зависимости от местных условий (высота плотины, массивные или тонкие контрфорсы, наличие или отсутствие сейсма и т. д.). В сейсмических районах исходя из работы сооружения при боковом сейсме (вдоль оси плотины) могут потребоваться сдвоенные контрфорсы с приливами у низовой грани (рис. 7.48, и), иногда с диафрагмами жесткости (рис. 7.44); устройством балок жесткости — при относительно небольших пролетах и тонких контрфорсах (рис. 7.50, а; в настоящее время применяют редко, как и тонкие контрфорсы) или стенок жесткости (рис. 7.43, в; 7.47, в) при полых контрфорсах. Устойчивость контрфорсов на продольный изгиб (выпучивание) часто обеспечивается при любых элементах жесткости (балки, ребра или стенки), а при достаточно массивных контрфорсах, обычно применяемых в современных плотинах, — даже при их отсутствии (особенно при не слишком высоких плотинах — до 40...70 м).

Распределение бетона по маркам. Марки бетона для отдельных зон контрфорсных плотин устанавливают на основе тех же общих принципов, которые указаны при рассмотрении гравитационных плотин (гл. 7.2) [9].

Сопряжения плотины с основанием и методы его улучшения (см. 7.1.2). Врезку контрфорсов в здоровую скалу осуществляют по-разному. Часто выемку устраивают под каждый контрфорс, что уменьшает объем скальных работ и особенно целесообразно при больших пролетах (рис. 7.47, а). В ряде случаев, особенно при сравнительно небольших расстояниях между контрфорсами, для облегчения производства работ выгоднее снять слабую скалу и в пространствах между контрфорсами.

7.5.6. Основы расчетов прочности элементов и устойчивости контрфорсных плотин

Прочность элементов контрфорсных плотин рассчитывают в соответствии с общими указаниями (гл. 3.3 и 7.2).

Размерами рассчитываемых элементов обычно предварительно задаются, пользуясь методами аналогии, приближенными расчетными зависимостями или графиками, полученными при

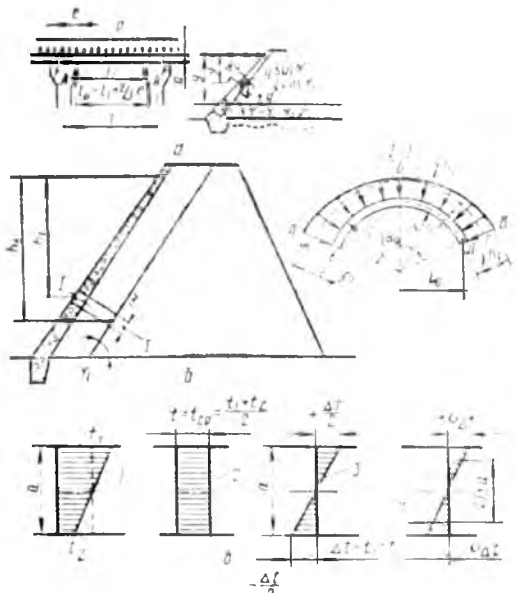


Рис. 7.50. Схемы к элементарным расчетам напорных перекрытий:

a — плоских разрезных плит; *b* — наклонных «независимых» арок на давление воды (ЕЖБГД — эюра равномерного давления (воды)); *в* — тонких арок в предположении линейного изменения температур по их толщине: 1 — расчетная линейная эюра изменения температур; 2 — эюра равномерного изменения температур; 3 — эюра неравномерного изменения температур; 4 — эюра напряжений неравномерного изменения температур; $\sigma \Delta t = \Delta \sigma$ при Δt в °С.

учете наиболее значительных нагрузок или воздействий.

Прочность плотин высотой до 60 м рассчитывают методами сопротивления материалов и строительной механики (элементарными), а более высоких — в два этапа, используя более точные методы теории упругости, например метод конечных элементов (с учетом влияния основания), и проводя лабораторные исследования (гл. 15.1).

Обычно расчеты прочности контрфорсных плотин проводят для отдельных элементов без точного учета пространственности работы конструкции, который необходим главным образом для многоарочных плотин. Приближенные расчеты арочных перекрытий имеются [9], причем здесь можно использовать методы, применяемые для арочных плотин.

Приближенные расчеты напорных перекрытий. Разрезные плоские напорные плиты. При расчете обычно рассматривают полосу плиты шириной 1 м. На плиту действуют следующие основные силы (рис. 7.50 *a*):

давление воды интенсивностью $p = \gamma y$ (где γ — удельный вес воды) или

$p = \gamma(y - y_1)$, если рассматриваемая часть плиты погружена под уровень НБ;

составляющая собственного веса плиты интенсивностью $q \cos \psi_1 = a \gamma_1 \cos \psi_1$, где a — толщина плиты и γ_1 — объемная масса железобетона;

силы трения $F = A f_{оп}$, где A — опорная реакция плиты, $f_{оп}$ — коэффициент трения плиты по опоре (консольному утолщению контрфорса) принимаемый в среднем 0,5, если поверхность опоры покрыта битумной мастикой. Силы трения возникают вследствие колебаний температуры (температурные усилия не могут превзойти F).

В соответствующих случаях учитывают также дополнительные нагрузки, действующие на плиту: давление отложившихся у плотины наносов, давление льда, сейсмические силы. От действия указанных сил как для балки на двух опорах пролетом $l_0 = l_1 + l_2/3e$ (рис. 7.50, *a*), то есть при распределении реактивных давлений по треугольнику, определяют изгибающие моменты, поперечные и продольные (F) силы и затем в соответствии с [105] необходимую толщину плиты a и количество арматуры, исходя из условий прочности и недопущения образования трещин или ограничения их раскрытия.

Для уточненных расчетов разрезных напорных перекрытий как плит (постоянной и переменной толщины, постоянного и переменного пролета) можно использовать решения К. И. Дзюба [9].

Арки многоарочных плотин. Обычно при расчете перекрытий многоарочных плотин рассчитывают отдельные «независимые» арки, мысленно вырезанные перпендикулярно образующей свода (рис. 7.50, *b*).

Арки многоарочных плотин являются обычно «тонкими» (малой кривизны с $r_0/a \gg 3 \dots 5$, где r_0 — радиус оси арки, a — толщина арки), и их вполне допустимо рассчитывать обычным приближенным методом строительной механики [9], широко используя имеющиеся графики.

Подробно разработаны расчеты круговых тонких арок с жестко заделанными пятнами и с шарнирным опиранием (двухшарнирные); появились расчеты арок с податливыми шарнирами (упругими прокладками). При

упругих прокладках существенно выравниваются моменты и напряжения в арке по сравнению с жестко заделанной.

Приближенно как двухшарнирные иногда рассчитывают арки, непосредственно опирающиеся на контрфорсы и отделенные от них швом.

Основные факторы, действующие на арку, которые необходимо учитывать, следующие: равномерное и неравномерное (при наклонных арках) давление воды (рис. 7.50, б); изменение температуры, принимаемое обычно приближенно линейным по толщине арки и разделяемое на равномерное и неравномерное (рис. 7.50, в); усадка бетона.

Усадку бетона заменяют эквивалентным понижением температуры (гл. 3.5). Ее учитывают в следующих случаях: если не устраивают временные швы; при относительно низких, но положительных температурах; если швы замоноличивают после завершения усадочных деформаций (такие швы осложняют выполнение наклонных арок, поэтому их стараются избежать, хотя они и уменьшают температурные напряжения).

Кроме того, в расчете обычно учитывают и составляющую собственного веса арки, нормальную к образующей свода, хотя напряжения, вызываемые этой нагрузкой, обычно невелики и благоприятны по знаку. В соответствующих случаях учитывают также дополнительные нагрузки: давление наносов, льда, сейсмические силы (наиболее неблагоприятен боковой сейсм).

Поперечные сечения бетона и арматуры арок подбирают в соответствии с [105].

Наиболее неблагоприятные воздействия на арку — это *неравномерное* давление воды и *равномерное понижение* температуры. Они вызывают на напорной грани (то есть со стороны воды) в пяте *растягивающие* напряжения. В этом месте сжимающие напряжения от равномерного давления воды обычно невелики, а иногда могут менять знак, то есть быть растягивающими. Поэтому и *суммарные* напряжения в пяте на верховой грани могут быть растягивающими, требующими соответствующего армирования.

Для уменьшения влияния неравномерного давления воды иногда увеличивают крутизну верховой грани плиты в верхней части (рис. 7.47, б).

Расчеты показывают, что для более благоприятного распределения на-

пряжений в жестко заделанных круговых арках постоянной толщины от равномерного давления воды и равномерного изменения температуры целесообразно принимать возможно большие центральные углы арок 2α . Поэтому их часто принимают равными 180° или близкими к этому значению.

Пяты указанных жестко заделанных арок больше напряжены, чем ключ (от равномерного давления воды момент в ключе почти в 2 раза меньше момента в пяте и имеет другой знак). Поэтому для улучшения напряженного состояния иногда арки утолщают к пятам.

Более равномерное распределение напряжений получается в нежестко заделанных арках — двух- и трехшарнирных (рис. 7.49, а), опертых на контрфорсы (особенно с упругими прокладками). Такие конструкции заслуживают внимания.

Очень тонкие арки (редко применяемые) проверяют на устойчивость [9].

Консольные оголовки контрфорсов. Элементарный расчет опорных утолщений контрфорсов под плитами, а также консольных выступов оголовков массивно-контрфорсных плотин ведут как консолей методом сопротивления материалов, выделяя элементы толщиной 1 м вдоль напорной грани в ряде сечений по ее высоте [9].

Для более точного определения напряжений в консольных утолщениях контрфорсов проводят исследования на моделях оптическим методом. Местные напряжения около углов можно существенно уменьшить, скруглив эти углы (рис. 7.48, б, к).

Приближенные расчеты контрфорсов (элементарным методом).

Действующие нагрузки. На контрфорс действуют следующие основные нагрузки: давление воды (с верхнего бьефа, а иногда и с нижнего); вес напорного перекрытия, если оно жестко соединено с контрфорсом, или составляющая этого веса, нормальная к верховой грани (при перекрытиях, отделенных от контрфорсов швом); собственный вес контрфорса, а также сравнительно небольшие нагрузки от моста и элементов жесткости (учитываемые лишь при детальных расчетах) и фильтрационное давление в основании, при отсутствии фундаментной плиты учитываемое обычно в

пределах верхового зуба, а при наличии этой плиты определяемое, как указано в главах 2.2 и 2.1. В соответствующих случаях на контрфорс могут действовать и дополнительные силы: давление наносов, отложившихся в ВБ, давление льда, сейсмические силы и др.

Расчетные условия и схемы, определение напряжений без учета влияния основания. Расчет на прочность контрфорса (гл. 3.3) выполняют в основном так же, как гравитационных плотин (гл. 7.2), причем в плоскости основания растягивающие напряжения не допускаются (ставится условие $\sigma_y \leq 0$) и нередко стремятся к тому, чтобы напряжения σ_y в этой плоскости были распределены достаточно равномерно.

Если напорное перекрытие отделено от контрфорса швом (плотины с плоскими разрезными плитами и многоарочные с арками, не связанными жестко с контрфорсами, плотины с гибкими перекрытиями), то расчет контрфорса проводят без введения в расчетное сечение напорного перекрытия, учитывая в качестве действующей силы составляющую (нормальную к напорной грани) веса последнего.

При расчете контрфорсов *элементарным* методом (при всех его разновидностях) [9] принимают *линейный закон распределения нормальных напряжений* σ_y в горизонтальных сечениях контрфорсов.

Различия элементарных методов состоят в разных способах приближенного определения напряжений τ и σ_x , а следовательно, и главных напряжений внутри контрфорса; напряжения же непосредственно на гранях остаются одинаковыми при всех разновидностях элементарного способа расчета.

Краевые напряжения σ_y^a и σ_y^b определяют по обычной формуле неравномерного сжатия:

$$\sigma_y^a \text{ и } \sigma_y^b = N/F \pm (M/I_z) x, \quad (7.23)$$

причем знак плюс перед вторым членом принимают при подсчете σ_y^a .

Здесь I_z — момент инерции сечения относительно оси $z-z$, проходящей через центр тяжести рассматриваемого сечения; F — площадь рассматриваемого сечения; N — сумма всех вертикальных сил; M — сумма моментов всех сил относительно центра тяжести сечения (заштриховано на рис. 7.51, а).

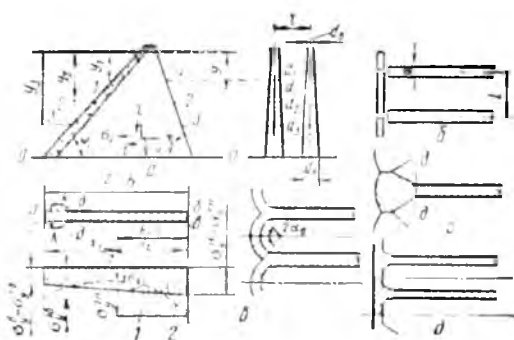


Рис. 7.51. Схемы к расчету контрфорсов на прочность:

1, 2 — эпюры напряжений σ_y соответственно без учета влияния основания и с учетом его влияния.

Напряжение на напорной грани σ_y^b следует определять, принимая в формуле (7.22) $x=x_1$ (рис. 7.51, а), напряжения у низовой грани σ_y^a — соответственно $x=x_2$. При этом нормальные растягивающие силы и напряжения приняты со знаком плюс, сжимающие — со знаком минус, изгибающий момент по часовой стрелке принят со знаком плюс.

Если в расчете не учитывают консольные утолщения контрфорсов A (рис. 7.51, а), то есть за расчетные принимают горизонтальные *прямоугольные* сечения (1—1, 2—2, ... 0—0) *abvg*, то расчет упрощается, так как $F=bd$, $x_1=x_2=b/2$ и $I_z=db^3/12$, то есть формула (7.23) примет вид:

$$\sigma_y^a \text{ и } \sigma_y^b = N/(bd) \pm 6M/(db^2).$$

Остальные напряжения на гранях определяют по формулам, приведенным в 7.2.4, причем σ_3^a приближенно подсчитывают по формуле:

$$\sigma_3^a = -\gamma y (ld) \quad (7.24)$$

и обычно принимают, что в НБ нет воды. Практически точно напряжения, полученные с применением этой формулы, соответствуют схеме рисунка 7.51, б при тонком напорном перекрытии.

Значительный интерес представляют главные нормальные напряжения на гранях — наибольшее (по модулю) сжимающее σ_3^a , направленное вдоль низовой грани, и σ_1^b — вдоль напорной грани. Прежде всего их определяют для нижнего сечения 0—0, в котором они обычно имеют экстремальные значения. Напряжение σ_1^b при этом может

получаться и растягивающим, так как второй член формулы для σ^B с другим знаком может быть больше первого члена по модулю, учитывая и что σ_z^B определяется по (7.24), то есть с множителем l/d , которого нет в формуле $\sigma_z^B = -\gamma y$ для гравитационной плоскости.

Если напорное перекрытие жестко соединено с контрфорсами, при определении напряжений σ_y по формуле (7.23) в расчет вводят Т-образные сечения — с напорными перекрытиями (на рис. 7.51, в—д заштрихованы). Иногда, а для приближенных подсчетов обычно условно считают напорные перекрытия отделенными от контрфорсов и в расчет вводят прямоугольное сечение толщиной d и длиной l . Другие напряжения на гранях определяют, как и раньше, по формулам, приведенным в главе 7.2, при σ_z^B — по формуле (7.24).

Для массивно-контрфорсных плотин такое определение напряжений на верховой грани неточно, и подсчитанные напряжения приближенно иногда относят к сечению $d-d$ за оголовком (рис. 7.51, г). Непосредственно на верховой грани $\sigma_z^B = -\gamma y$ и для нее при подсчете σ_1^B (а также τ^B и σ_x^B , если требуется затем отыскивать напряжения внутри контрфорса [9]) надо принимать $\sigma_z^B = -\gamma y$. Для более точного определения напряжений в сечении $d-d$ можно использовать приближенный метод Мора, с помощью которого найти и эпюры *распределения* напряжений в сечениях внутри всего контрфорса [9], после чего легко построить и *изостаты* (кривые равных напряжений) главных нормальных напряжений σ_3 и σ_1 , а также *траектории* этих

напряжений [9]. Изостаты можно использовать при назначении марок бетона по прочности, а иногда и очертаний температурно-усадочных швов (см. 7.5.5).

Допустимость полученных напряжений устанавливают в соответствии с указаниями СНиП II-54—77 [103] (гл. 3.3).

Приближенный учет влияния основания на напряженное состояние контрфорса в сечении по основанию. Это можно сделать, воспользовавшись формулой (3—29) для коэффициента концентрации K_k , умножив на этот коэффициент крайние напряжения в плоскости подошвы σ_y^B и σ_y^D , определенные без учета податливости основания. Характер эпюры σ_y с учетом влияния основания приведен на рисунке 7.51, а (пунктирная линия 2).

Более точный учет влияния основания может быть выполнен по методике, приведенной в [31].

Расчет контрфорсов на устойчивость (при продольном изгибе). Приближенные расчеты устойчивости контрфорсов при продольном изгибе для различных случаев (для контрфорсов переменной толщины без элементов жесткости, при наличии балок и ребер жесткости, для некоторых видов полых контрфорсов, при учете пространственности работы конструкции и др.) приведены в [54, 81].

Устойчивость на выпучивание при достаточно толстых контрфорсах, характерных для большинства современных плотин, обеспечивается обычно с большим запасом.

Расчет контрфорсных плотин на сдвиг. Его выполняют в соответствии с указаниями главы 3.2, причем рассчитывают один контрфорс с перекрытиями (со сбором нагрузок с двух полупролетов, например, рис. 7.51, в, д) или секцию пролетом L (на рис. 7.48, г $L=l$, а на рис. 7.48, з $L=2l$).

Раздел 8. КАНАЛЫ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ НА НИХ

8.1. КАНАЛЫ

8.1.1. Общие сведения, классификация, формы и размеры поперечных сечений

Каналом называется сооружение, предназначенное для транспортирования воды в народнохозяйственных целях. Каналы относятся к группе водопроводящих гидротехнических сооружений.

Конструктивно канал представляет собой искусственное русло, обеспечивающее подачу воды для различных целей (орошение и обводнение земель, водоснабжение, гидроэнергетика, лесосплав и т. д.) или отвод ее при осушении и сброс паводковых и других лишней вод из водохранилищ.

Каналы строят в выемке (рис. 8.1, б—г), насыпи (рис. 8.1, д), полувыемке-полунасыпи (рис. 8.1, а), с искусственным креплением или без него. Как правило, их устраивают открытыми сверху, редко бывают закрытыми (с целью утепления, защиты от попадания продуктов эрозии и деформации склонов и др.). В местах со сложным рельефом и неблагоприятными геологическими условиями применяют каналы-лотки, укладываемые на сплошное основание или на ряд опор-стоек.

По хозяйственному назначению каналы подразделяются на оросительные, или ирригационные (магистральные и внутрисистемные), осушительные (коллекторы, непосредственно осушители, водоприемники), водопроводные (для водоснабжения), обводнительные, судоходные, энергетические (для подвода воды, забираемой из источника, к турбинам ГЭС), рыболовные (для пропуска рыбы), лесосплавные, комплексного использования (например, для орошения, водоснабжения, обводнения и судоходства). На сосредоточенных перепадах

каналов иногда целесообразно устраивать гидроэлектростанции.

В качестве примеров комплексного использования можно привести канал им. Москвы как судоходно-обводнительно-водоснабженческий; деривационный канал Фархадской ГЭС, который является одновременно и оросительным; Невинномысский, Западный Большой Чуйский каналы, предназначенные в основном для орошения и обводнения, но перепадные участки их использованы для устройства гидроэлектростанций и др.

Расходы каналов колеблются от долей до сотен кубических метров в секунду. Из каналов с весьма крупными головными расходами воды следует назвать Северо-Крымский с расходом 380 м³/с, Каракумский — 820 м³, Днепр — Донбасс — 120 м³/с и др. Большинство оросительных каналов имеют расходы до 5...10 м³/с (более 80% всех каналов). Протяженность каналов колеблется от нескольких десятков метров (например, подводящие к насосным станциям каналы) до сотен километров, например Каракумский канал 900 км, Большой Ферганский — 350 км, Западный Большой Чуйский — 146 км, канал им. Москвы — 128 км, Волго-Донской канал им. В. И. Ленина — 101 км и др.

По условиям использования каналы, как и другие гидротехнические сооружения, делятся на постоянные и временные, причем постоянные могут быть основными и второстепенными (гл. 1.2).

К основным постоянным относятся, например, магистральные оросительные каналы, а к второстепенным — внутривладельческие. К временным относятся временные оросители, а также каналы, устраиваемые на период строительства или ремонта объекта.

По капитальности постоянные ка-

Внутрихозяйственные каналы имеют прерывистый процесс работы, обусловленный особенностями технологии орошения. Технологические условия работы каналов влияют на выбор и проектирование систем управления процессом водораспределения на них.

По состоянию потока различают каналы со спокойным, оурным и сверхбурным состоянием потока. Нередко в пределах одного канала можно встретить участки с различным состоянием потока. Состояние потока, а следовательно, разделенные каналы по этому признаку необходимо учитывать при решении задач автоматизации водораспределения; оно влияет на выбор типов и конструкций сооружений водораспределения.

Каждый канал в процессе эксплуатации работает при различных видах движения: установившемся, неустановившемся, равномерном, неравномерном. Преобладает неравномерное, неустановившееся движение вследствие взаимного влияния сооружений водораспределения, различных случайных воздействий (осадки, выклинивание грунтовых вод, потери воды, включения в канал других водостоков и др.). При проектировании каналов основные расчеты ведут на равномерное и неравномерное движение. Неустановившееся движение учитывают при решении задач управления технологическими процессами на каналах (водораспределение, защита от наносов, аварийная обстановка и др.), выбора креплений и др.

В зависимости от назначения, инженерно-геологических, топографических условий, способа производства работ, расхода воды, режима работы, типа одежды и других факторов выбирают и рассчитывают форму и размеры поперечного сечения канала.

При расчете канала очень важным показателем считается скорость в нем, от которой зависит его пропускная способность при данных размерах поперечного сечения. Минимальную скорость в канале назначают из условий его незаиления и незарастания — не менее 0,5...0,6 м/с [126], максимальную — из условий эксплуатации, но не более допустимой неразмывающей для необлицованных каналов [56]. В ряде случаев (например, в предгорной и горной зонах) скорости в каналах, особенно магистральных, по топографи-

ческим условиям получают значительными (\approx до 10 м/с). Здесь обязательно устройство облицовок каналов, может потребоваться форма сечения, исключающая образование катящихся волн (см. 4.1.5), и т. д. Наоборот, в долинной зоне нередко трудно обеспечить требуемые минимальные скорости, исключающие заиление и зарастание. В этих случаях предусматривают искусственную очистку, борьбу с зарастанием. При проектировании следует иметь в виду, что увеличение скорости в магистральных каналах ведет, как правило, к снижению командования над орошаемой ими площадью в энергетических — к увеличению потери энергии.

По трассе канала на его отдельных участках в зависимости от местных условий (рельеф, геология и др.) могут быть выбраны различные поперечные сечения.

В нескальных грунтах канал наиболее выгодно выполнять трапецидального или полигонального сечения (рис. 8.1, а, б). По условиям производства работ сечение каналов иногда приближают к ложбинообразному или параболическому (рис. 8.1, в), то есть к профилю естественного русла. Такие каналы делают широкими, но неглубокими. Работа таких каналов ухудшается в зимнее время. Так, по данным А. М. Латышенкова, пропускная способность их в зимнее время из-за ледяного покрова уменьшается при том же наполнении на 7...12 %.

По условиям местности каналы или некоторые участки их иногда проходят полностью в выемке, нередко значительной глубины (рис. 8.1, г). В этих местах через каждые 5...8 м по высоте предусматривают непроезжие бермы шириной не менее 1 м; обычно по условиям производства работ ширину их назначают до 3 м. Вдоль берм устраивают кюветы для сбора ливневых вод.

Иногда каналы проектируют и полностью в насыпи (рис. 8.1, д), например на рисовых оросительных системах, в местах пересечения трассы с понижениями. Если на рисовых оросительных системах устройство таких каналов вызвано технологической необходимостью, то в остальных случаях, особенно на магистральных каналах, такое решение нежелательно, так как сопряжено с устройством труб-

ливнеспусков для пропуска паводковых вод с водосбора, примыкающего к дамбам канала. При этом требуются и высокое качество уплотнения грунта насыпей, и назначение их откосов с учетом фильтрации воды из канала.

Верх бермы или дамбы размещают на высоте 0,2...2 м над максимальным уровнем воды в канале, определенным для максимального расхода с учетом возможного волнообразования и в зависимости от эксплуатационных особенностей. Указанную высоту назначают с учетом осадки грунта, то есть принятая высота должна быть такой после осадки. Ширину дамбы назначают в зависимости от класса канала до 4 м.

Если по гребню дамбы предусмотрена дорога, например инспекторская, то ее располагают на одной из дамб и ширину ее принимают в соответствии с классом дороги, но не менее 7 м (рис. 8.1, е). Кавальеры грунта размещают из условия, чтобы их вес не влиял на устойчивость откосов канала. Место для резерва грунта назначают вдоль трассы канала на расстоянии, определяемом из условия устойчивости внешних откосов дамб с учетом принятого способа производства работ. Территорию резерва после строительства канала засаживают деревьями или кустарником. При расположении канала на косогоре для уменьшения объема работ предпочтение отдают трапециевидальному сечению с выполнением дамбы в полувыемке-полунасыпи (рис. 8.1, ж), причем сопряжение дамбы с основанием рекомендуется осуществлять ступенями. На склонах значительной крутизны дамбу выполняют в виде бетонной стенки (рис. 8.1, з). При прокладке канала в скальных и полускальных породах поперечное сечение выполняют с крутыми откосами (рис. 8.1, и), иногда почти вертикальными в (скале). Заложения откосов m в этих случаях принимают в пределах 0,1...0,5 в зависимости от прочности, трещиноватости и степени выветренности породы. В каналах с глубиной наполнения до 3 м в зависимости от грунта заложение откосов принимают от $m=0...$ 0,25 (скала) до $m=3$ (мелкозернистый песок). При наполнении более 3 м заложение принимают на основании расчетов откосов на устойчивость (гл. 5.1).

На крупных судоходных каналах принимают m до 5...6. Как показала практика эксплуатации судоходных каналов, неукрепленные откосы под воздействием судовых волн принимают уклоны от 1 : 8 до 1 : 20, а на мелких песках — до 1 : 30. Весьма ответственно надо подходить к назначению заложения откосов (как подводных, так и надводных) в просадочных и набухающих грунтах, так как в процессе эксплуатации канала откосы их деформируются в результате оползания и оплывания. В пучинистых грунтах оплывание откосов происходит вследствие переувлажнения в период их промерзания.

При проектировании поперечного сечения каналов следует проводить расчет как для максимального, так и для минимального расходов воды в канале и на так называемые лимитные коэффициенты шероховатости n_{\max} и n_{\min} . При этом определяют максимально необходимые размеры сечения (при пропуске Q_{\max} и n_{\max}), скорости движения при пропуске различных расходов и при различной шероховатости для оценки возможного заиления и размыва.

При выборе поперечного сечения надо учитывать, что широкие и неглубокие каналы имеют ряд достоинств (большая устойчивость русла против размыва, лучшие условия командования, часто более выгодные условия постройки благодаря меньшей высоте дамб) и недостатки (увеличение размеров сооружений на каналах, уменьшение скорости течения, удорожание противофильтрационной защиты, возможность зарастания). Поэтому таким сечениям отдают предпочтение преимущественно в предгорной зоне.

При выборе поперечного сечения канала надо всегда учитывать его назначение, имеющиеся грунты (или крепления), условия производства работ, эксплуатации, проводя соответствующие технико-экономические расчеты. Экономически целесообразное сечение может отличаться от гидравлически наиболее выгодного, рассматриваемого в курсах гидравлики.

8.1.2. Трассирование каналов

Трассирование каналов выполняют в зависимости от топографических и инженерно-геологических условий, а

также от его назначения. Так, при прокладке трассы канала рекомендуется по возможности обходить оползневую зону. При трассировании по скальному склону необходимо предусматривать оградительные защитные стенки над каналом со стороны расположенного выше склона для защиты от камней, осыпей и продуктов выветривания, а также прокладку нагорной канавы.

Если по инженерно-геологическим условиям канал на склоне устроить невозможно, то прокладывают туннель. При пересечении естественных понижений (балок, оврагов и др.) предусматривают водопроводящие (акведуки, дюкеры) или сопрягающие (быстроходы, перепады) сооружения и т. д.

Оросительные каналы трассируют так, чтобы обеспечить необходимое командование над возможно большей площадью, соблюдая при этом и другие требования (пропускная способность, скорости движения, устойчивость, стоимостные показатели вариантов и др.).

Холостые части каналов, особенно магистральных, должны быть по возможности короче, с выходом рабочей части их на командные отметки.

Трассируя оросительные каналы, необходимо учитывать их взаимосвязь в работе, то есть должно быть обеспечено командование временных или поливных оросителей над орошаемой площадью (на 0,05...0,1 м), участковых — над поливными (на 0,05...0,1 м) и над переносными трубопроводами (на 0,15...0,2 м) и т. д.

При машинном водоподъеме следует учитывать необходимость создания резервов в бьефах, то есть прокладывать каналы, подводящие воду к насосным станциям с возможно меньшим уклоном.

Осушительные каналы и водоприемники (реки, каналы), собирающие и отводящие воду с осушаемой территории, трассируют по наименьшим отметкам местности, исключая подпор по всей трассе водоприемника.

Выбирая трассы каналов современных гидромелиоративных систем, необходимо учитывать принимаемые способ и схемы их автоматизации, сочетание различных функций каналов, что особенно важно при проектировании систем двойного регулирования.

Более подробно эти вопросы рассмотрены в курсах сельскохозяйствен-

ных гидротехнических мелиораций и автоматизации производственных процессов в гидромелиорации.

Водопроводные и обводнительные каналы трассируют с возможно большими (не превышающими допустимых) уклонами. Вдоль каналов питьевого водоснабжения обязательно предусматривают охранную санитарную зону.

Энергетические каналы, как известно, состоят из *подводящих* к гидроэлектростанции воду и *отводящих*. Подводящие каналы, особенно комплексного (энергетика и орошение) назначения, трассируют с наименьшими возможными уклонами, что позволяет, с одной стороны, повысить напор ГЭС, а с другой — повысить командование и увеличить подкомандную площадь орошения, то есть удовлетворить требованиям энергетики и ирригации. По гидравлическому режиму их делят на *саморегулирующиеся* и *несаморегулирующиеся*.

При трассировании саморегулирующегося канала нужно учитывать подъем уровня воды в канале до отметки уровня воды ВБ при выключении турбин. Это приводит к необходимости проектировать запас в высоте дамб, прокладывая верх их горизонтально, что увеличивает объем насыпи. Несаморегулирующиеся каналы обязательно должны быть автоматизированы (оснащением автоматизированным сбросом). Оросительно-энергетические каналы проектируют как несаморегулирующие.

Судоходные каналы подразделяются на соединительные, *обходные* и *проходные* (гл. 13.1).

При прокладке трасс каналов следует учитывать интересы различных отраслей народного хозяйства, поэтому все более широкое распространение получают каналы комплексного назначения.

На переломах трассы в плане участки каналов соединяют криволинейными вставками. На оросительных каналах оптимальный радиус закругления $R=10B$, где B — ширина канала по урезу воды при максимальном расходе. На обводнительных и энергетических необлицованных каналах это соотношение может быть доведено до $R=5,5B$, а при бетонной облицовке — до $R=2,5B$. На судоходных каналах радиус закругления зависит от длины

судна или судового вола Это относится и к каналам, по которым предполагается сплав леса (гл. 13).

8.1.3. Потери воды из каналов и методы борьбы с ними; одежды (облицовки) каналов

Общая потеря воды из канала или его участка равна разности между расходом воды в начальной (головной) и концевой частях за вычетом расходов ответвлений от канала, а из всех каналов — разности между головным расходом и расходом, поступающим к потребителю.

Потери воды из канала происходят из-за *просачивания* или *фильтрации* воды через его дно и откосы; испарения с водной поверхности канала; *утечек* воды через различные сооружения и неизбежных непроизводительных потерь (особенно характерно для неавтоматизированных систем), связанных с водораспределением.

Первые два фактора присущи любому каналу; последний же зависит от индивидуальных особенностей канала, сооружений водораспределения и их оборудования, организации эксплуатации (в частности, применяемых систем управления и контроля). Испарение — фактор практически неуправляемый, а в аридной зоне оно играет положительную роль, смягчая климат.

Потери на фильтрацию зависят от ряда факторов, переменных во времени и трудно учитываемых: свойств грунтов ложа канала, форм и размеров поперечного сечения, пропускаемого расхода, мутности воды, степени зарастания водными растениями (камыш и др.), обсаженности деревьями и др.

Потери воды на фильтрацию из оросительных каналов достигают значительных размеров. Исследования, проведенные на крупных ирригационных системах СССР, Индии, Америки и других стран, показывают, что в среднем потери составляют примерно 50 %, то есть бесполезно теряется около половины забираемой из источника орошения воды.

Существует много методов борьбы с потерями: искусственная облицовка, кольматирование каналов, механическое уплотнение грунта его дна и откосов, рыхление и заглаживание (зати-

вание) дна и откосов, экранирование с последующим погребением (скрытое экранирование) и др.

Наиболее эффективный метод борьбы с потерями — облицовка каналов, которая не только сокращает фильтрацию, но и позволяет уменьшить поперечное сечение канала при сохранении заданной пропускной способности и др.

Так как устройство облицовок (одежд) значительно удорожает строительство, необходимо обосновать их применение технико-экономическими расчетами.

В гидромелиоративной практике применяют различные типы облицовок: бетонные, железобетонные, асфальтобетонные, глинобетонные, из полимерных материалов и др. Роль облицовок выполняют и искусственные русла в виде лотков-каналов.

Иногда каналы облицовывают лишь частично. Так, при строительстве весьма крупных магистральных каналов, особенно судоходных, крепят лишь откосы. Границы крепления откосов определяют в зависимости от высоты наката и отката судовых волн (рис. 8.2, б).

Бетонные и железобетонные облицовки (рис. 8.2). Эти одежды получили наибольшее распространение; они эффективны в отношении борьбы с фильтрационными потерями воды и уменьшения потерь энергии вследствие малой шероховатости.

Толщину бетонной облицовки, ее тип, заложение откоса, марку бетона выбирают в соответствии с нормативами и на основании расчетов с учетом воздействий на облицовку. Бетонные облицовки устраивают на прочных и устойчивых (непросадочных) грунтах.

Бетонные облицовки толщиной 0,06...0,2 м (чаще 0,1...0,12 м) выполняют на месте с помощью бетоноукладчиков, но иногда и вручную. В зоне образования ледяного покрова облицовку утолщают на 50...75 %. Откосы и дно канала перед бетонированием планируют и покрывают слоем дренирующей подготовки толщиной 0,1 м из гравия, щебня или крупнозернистого песка. В грунтах, подверженных пучению, дренирующий слой подготовки увеличивают до 0,3...0,5 м.

Бетонирование откосов осуществляют с опалубкой (во избежание оплы-

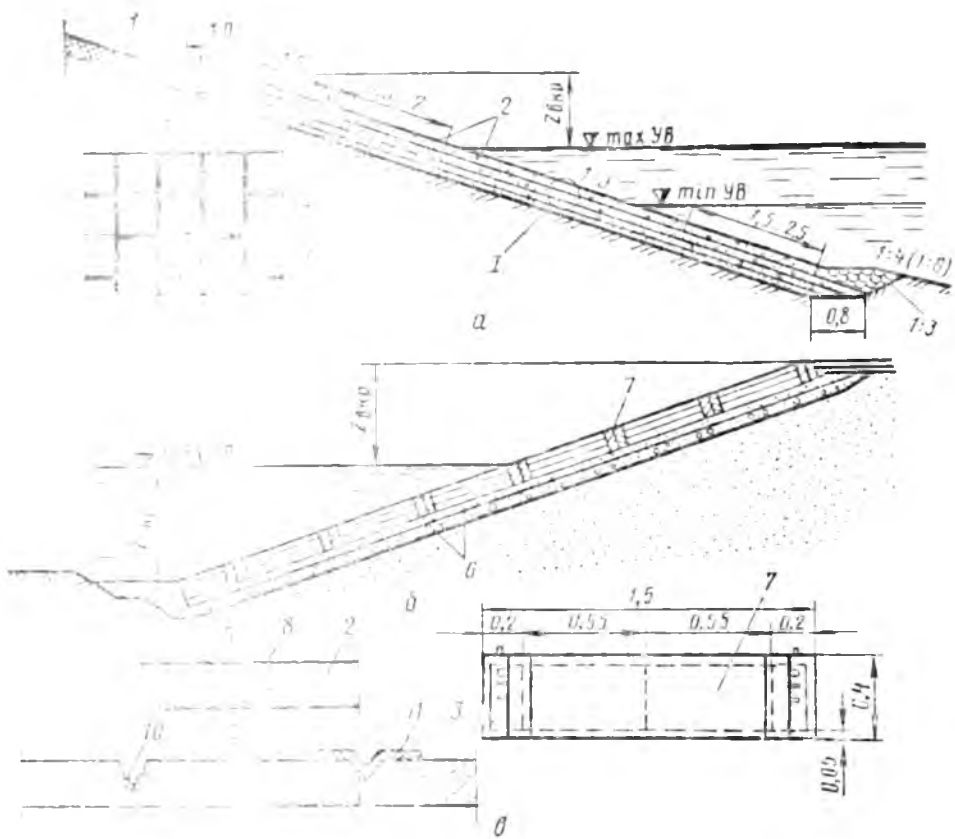


Рис. 8.2. Виды крепления откосов:

a — железобетонными плитами; *б* — полыми ящиками; *в* — швы между железобетонными плитами одежды откосов канала; 1 — слой грунта или дерна; 2 — железобетонные плиты; 3 — полые швы; 4 — заделанные швы; 5 — засыпка камнем; 6 — обратный фильтр; 7 — полые железобетонные ящики; 8 — двухкулачковая резиновая шпонка; 9 — фанерная прокладка; 10 — резиновая шпонка самсуплотняющегося профиля; 11 — стеклоткань. (Размеры в м)

вания бетона) при заложении $m \leq 2,5$ м и без нее — при $m > 2,5$.

Железобетонные облицовки отличаются от монолитных бетонных наличием арматуры (армирование 0,2... 0,4 %), что позволяет делать их тоньше (в пределах 5...10 см). Такие облицовки особенно целесообразны на деформирующихся, малоустойчивых грунтах (например, лёссовых, пучинистых).

В практике широко применяют сборные облицовки из бетонных или железобетонных плит (в том числе предварительно напряженных), укладываемых на слой гравийной подготовки. Такие облицовки можно применять только на прямых участках канала. Основные преимущества сборных облицовок — высокое качество изготовления плит в заводских условиях, ускорение сроков строительства; основной недостаток — большое число швов, снижающих водонепроницаемость.

Бетонная (железобетонная) облицовка не должна испытывать давлений ни от самого грунта, ни от скапливающейся за ней и замерзающей зимой воды. Для этого заложение откоса бетонизируемого канала должно соответствовать углу естественного откоса грунта, подстилающего облицовку, а из-под облицовки необходимо обеспечить отвод воды (устроить дренаж) в ближайшие понижения рельефа. Дренаж состоит из пористого слоя подготовки, поперечных и продольных дрен (рис. 8.3), а также выпусков из гончарных или других труб, снабженных клапанами или крышками. Предусматривается устройство деформационных швов, допускающих перемещение облицовки при колебаниях температуры.

Особенно быстро швы и сама облицовка разрушаются в зоне переменного уровня и в надводной части.

Расстояние между швами зависит от параметров каналов, технологии

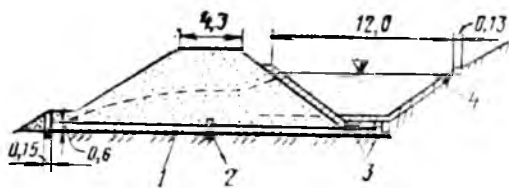


Рис. 8.3. Поперечное сечение дренажного канала:

1 — поперечная сборная дрена; 2 — диафрагма; 3 — продольные дрена; 4 — одежда канала. (Размеры в м)

строительства, толщины облицовки, подстилающих грунтов, температурного режима. Обычно его принимают в пределах 4...5 м при толщине облицовки 5...8 см. На криволинейных в плане участках каналов (особенно с малыми радиусами) расстояние между швами уменьшают. На малых каналах его принимают равным 2 м, а на пучинистых грунтах еще меньше. При машинном бетонировании это расстояние определяется шириной хода механизма и составляет 3...9 м и больше.

Основные типы швов в бетонных и железобетонных облицовках показаны на рисунке 8.2, в. Заполняют швы просмоленной пенькой, битумом, асфальто-вяжущими материалами, резиной и др. В последнее время в качестве уплотнителей используют синтетические материалы на основе тиоколов (полисульфидные каучуки), силиконов (кремнеорганических соединений), а также полимерные материалы на основе полиизобутиленов, бутилкаучуков и эпоксидных смол. В монолитных облицовках широко применяют двухукладочную и самоуплотняющегося профиля резину; последняя не препятствует механизации укладки, и ее легко заметить при эксплуатации.

Асфальтобетонные облицовки. Для облицовки каналов можно использовать асфальтовый раствор и асфальтобетон. *Асфальтовый раствор* представляет собой смесь битума с тонкоизмельченным асфальтовым известняком или доломитом (асфальтовым порошком) и песка, часто в соотношении 1 : 1.

Асфальтобетон состоит из асфальто-вяжущего вещества, песка, щебня и гравия. Для облицовок каналов нередко рекомендуется состав 1 : 1 : 2 (асфальто-вяжущее вещество : песок : гравий).

Асфальтобетон обладает следующими достоинствами: практически во-

донепроницаем, солеупорен, эластичен, морозоустойчив и химически инертен; позволяет выполнять облицовку канала в любое время года при высокой производительности; не требует специального ухода и надзора непосредственно после укладки; позволяет употреблять в дело разрушенную облицовку, что сокращает расходы на ремонт канала; дает возможность отказаться от швов, что особенно важно при устройстве облицовок на деформируемых грунтах (на сильнодеформируемых грунтах асфальтобетон армируют металлической сеткой). Стоимость асфальтобетона на 30...40 % ниже стоимости бетона.

Толщину облицовки принимают в пределах 2...2,5 см для асфальтового и 4...6 см (как максимум 8 см) для асфальтобетонного покрытия. Облицовки могут быть однослойными и многослойными (приведенные толщины относятся к однослойным). Заложение откосов такое же, как при бетонных одеждах, но лучше не менее 1 : 1,5, что исключит оплывание откосов. Коэффициент шероховатости такой же, как у хороших бетонных и железобетонных облицовок — $n = 0,0134...0,0143$.

Асфальтобетонные покрытия имеют и некоторые недостатки: малая сопротивляемость пробивной способности растений (камыш, верблюжья колючка и др.); способность сильного сцепления битума с наносами, осевшими на облицовке и образующими при высыхании прочную корку, растрескивание, приводящее к разрушению поверхности облицовки, повышению коэффициента шероховатости; при попадании горячей массы на влажное дно и откосы канала (при укладке облицовки) она вызывает сильное испарение, при котором может произойти механический разрыв облицовки, пары воды задерживаются в массе асфальтобетона и нарушают его схватывание.

Для защиты асфальтовой одежды от повреждений растениями предусматривают обработку грунта гербицидами.

Облицовки из полимерных материалов. Прогивофильтрационные покрытия из полимерных материалов получают все большее распространение благодаря их малой водонепроницаемости. Чтобы исключить порыв пленки, перед ее укладкой проводят обработку

основания гербицидами, равномерное уплотнение и выравнивание его. Уложенную пленку покрывают защитным слоем грунта или бетона (первое более распространено из-за меньшей стоимости). Грунтовая защита может быть обеспечена при заложении откосов канала (чаши водохранилища) $m \geq 2,5$. Исследования показали, что срок службы стабилизированных пленок в средней полосе страны доходит до 40 лет и более, а в южных районах до 25...30 лет и более. Экраны из полимерной пленки имеют многие оросительные каналы Средней Азии, Казахстана, Украины и др.

Другие типы облицовок и противофильтрационной защиты. В тех случаях, когда не стоит остро вопрос о потерях, имеются местные материалы, но крайне необходима защита канала от размыва или волнового воздействия (судоходные каналы), применяют крепление из камня (отмостка, отсыпка) или естественной гравийной смеси. Каменное крепление хорошо воспринимает температурные и осадочные деформации, но при укладке на суффозионные грунты требует подготовки в виде обратного фильтра. Камни можно укладывать самостоятельно или в ящиках из железобетона, металлических сеток и др.

Для уменьшения фильтрации из каналов применяют грунтоцементные облицовки, торкрет-бетон, оглеение, битумизацию, бетонитовые растворы, искусственный кольматаж, механическое уплотнение, грунтовые экраны и др.

8.2. РЕГУЛИРУЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

8.2.1. Общие сведения. Классификация, особенности и условия работы

Регулирующими называют сооружения, устраиваемые на каналах для регулирования уровней и расходов воды, аварийных сбросов, полного или частичного опорожнения каналов, промывки от наносов участков канала, подпитки других каналов (при кольцевании) и т. д.

Деятельность регулирующих сооружений осуществляется с помощью затворов как автоматически, так и с применением приводных механизмов.

По назначению регулирующие со-

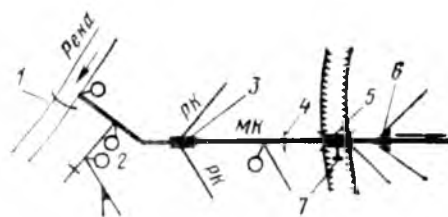


Рис. 8.4 Примерная схема размещения регулирующих сооружений на мелиоративной системе:

1 — водозаборный узел сооружений (гидроузел) на реке; 2 — водовыпуск; 3 — узел регулятора на канале; 4 — перегораживающее или подпорное сооружение; 5 — водопроводящее сооружение; 6 — пропорциональный водделитель; 7 — сбросное сооружение; МК — магистральный канал; РК — распределительный канал (младшего порядка).

оружения (рис. 8.4) делятся на водовыпуски для подачи заданного расхода потребителю; пропорциональные вододелители, делящие весь или часть расхода канала между отводами в заданном отношении; подпорные или перегораживающие — для подпора или регулирования уровней воды; сбросные (устьевые); промывные — для борьбы с наносами; комбинированные, сочетающиеся с перечисленными или другими сооружениями (совмещенные с быстротоками, с переездами и т. п.) Нередко регулирующие сооружения на каналах komponуют вместе для выполнения нескольких задач, например для подпора уровня, водоподачи потребителям, сброса излишков воды, борьбы с наносами и др. В этом случае образуется узел сооружений.

По конструктивному признаку регулирующие сооружения делятся на открытые (рис. 8.5, а), трубчатые (рис. 8.5, б), диафрагмовые (с забальной стенкой, рис. 8.5, в). Их выполняют монолитными или сборными.

На каналах комплексного назначения обычно проектируют индивидуальные регулирующие сооружения, так как число их весьма ограниченное — единицы на десятки километров канала. На современных оросительных, осушительных, осушительно-увлажни-



Рис. 8.5. Основные типы регуляторов на мелиоративной системе

а — открытый; б — трубчатый; в — диафрагмовый.

тельных системах устанавливают большое число относительно мелких регулирующих сооружений с расходами от нескольких м³/с до 10 м³/с.

Учитывая массовость мелких гидротехнических сооружений, широко используют их типовые решения из унифицированных железобетонных деталей. К регуливающим сооружениям предъявляют следующие основные требования: стабилизация гидравлических параметров потока в соответствии с целевым назначением сооружения (уровни, расходы, отношение расходов и др.), с максимально возможной и экономически оправданной автоматизацией их работы; простота, экономичность и технологичность изготовления конструкций; надежность и долговечность работы; удобство эксплуатации; максимальное внедрение типовых решений; использование новых, а также местных строительных материалов; применение прогрессивных методов строительства.

Тип сооружения и его компоновки выбирают в итоге на основе технико-экономического сравнения вариантов.

8.2.2. Типы и конструкции регуляторов

Открытые регуляторы (рис. 8.5, а; 8.6). Они представляют собой искусственное русло, ограниченное флютбетом, продольными входными и выходными стенками и снабженное затворами с подъемными механизмами или иными регулируемыми устройствами (например, авторегуляторами и мостиком).

Открытые регуляторы используют как водозаборные сооружения (как регуляторы-водовыпуски) при бесплотинном и плотинном водозаборах из источников с незначительными перепадами уровней при пропуске максимальных расходов (порядка 0,1 м³/с и меньше) и в случае незначительных колебаний уровня перед регулятором. На каналах их используют как подпорные или перегораживающие сооружения — для создания необходимого командования (необходимых глубин при водозаборе), как вододелители — для распределения воды между отдельными потребителями — и в качестве водовыпусков в каналы младшего порядка; для пропуска плавающих тел, льда, шуги и т. д. Открытые регуляторы удобны в эксплуатации,

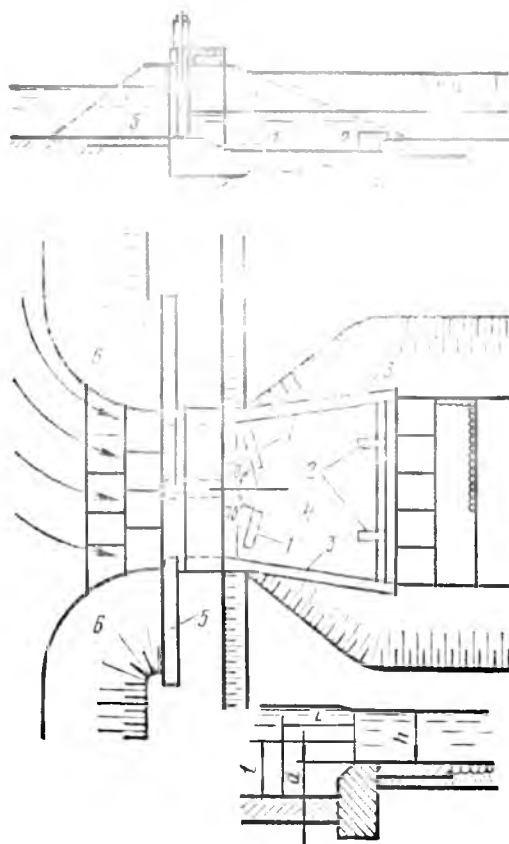


Рис. 8.6. Двухпролетный открытый регулятор-водовыпуск с донными порогами:

1 — донные пороги; 2 — направляющие стенки; 3 — ныряющая стенка; 4 — водобойный колодец; 5 — обратная стенка; 6 — конус.

что особенно важно для каналов, работающих круглый год, в условиях шуговых, ледовых явлений.

Высотное расположение на канале определяется назначением сооружения: подпорный регулятор, располагаемый поперек канала, не должен препятствовать полному опорожнению канала и создавать дополнительных подпоров при пропуске форсированных расходов; регулятор-водовыпуск, размещаемый в откосе канала, должен обеспечивать подачу расчетного расхода в младший канал при минимальном уровне в старшем и т. д.

Регуляторы-водовыпуски устраивают в начале отводов, ветвей, распределителей, временных оросителей. Они состоят из входной, водобойной и выходной частей. На рисунке 8.6 представлено одно из решений открытого регулятора водовыпуска на канале. Сопряжение голсовых регуляторов-водовыпусков с берегами водоемисточника или с грунтовой плотиной мало отли-

чается от сопряжения низконапорных бетонных плотин на нескальном основании (гл. 7.3).

Сопряжения регуляторов-водовыпусков с каналом выполняют входными и выходными открьлками. Конструкции входа в регулятор-водовыпуск показаны на рисунке 8.7.

Регуляторы-водовыпуски обычно ставят или на урезе воды, или несколько вдвигают в отводящий канал. Вдвинутое положение регулятора повышает его водомерные качества, более удобно для производства ремонтных работ. Выдвинутый вход иногда устраивают лишь для больших отводов.

Длина устоев должна быть достаточной для размещения основного и ремонтного затворов (в качестве последнего обычно принимают шандоры), служебного, а при необходимости и проезжего моста. Разрезку сооружения конструктивными швами принимают в соответствии с указаниями главы 7.3, характером основания и другими факторами.

Конструкции устройств НБ должны обеспечивать бесбойные течения в отводящем канале (гл. 4.4). Для этого целесообразно применять соответствующие гасители энергии и растекатели потока, при которых можно снять или существенно уменьшить ограничения при маневрировании затворами и допускать несимметричный выпуск воды в НБ при работе части водосборного фронта (например, рис. 4.40).

Конструкции выхода из регулятора представлены на рисунке 8.8. При одинаковой ширине регулятора и канала по дну наиболее распространенная форма выхода — обратная стенка (рис. 8.8, а); она проста по конструкции, но требует значительных затрат материалов и вызывает появление за ней водоворотных зон. Ее можно заменить ныряющей (рис. 8.8, в), при которой также образуются водоворотные зоны, но затраты материала меньше. При небольшом превышении ширины канала устраивают раструб, который постепенно увеличивает ширину регулятора до размеров канала (рис. 8.8, б). Роспуск в плане продольных стен раструба назначают с учетом недопущения сбойных течений (заложений $m=5..6$ и более, если нет растекателей, рис. 8.8, б).

Если канал имеет значительно большую ширину, чем регулятор, мож-

но применять схемы, приведенные на рисунке 8.8, г, д.

На облицованных каналах с уклонами больше критических получили распространение водовыпуски-стабилизаторы расхода траншейного типа, наклонная стенка (щит в откосе канала) и др. При траншейном водовыпуске-стабилизаторе (рис. 8.9, а) поток транзитного (старшего) канала, проходя с большими скоростями над траншеей, частично отсекается в траншею. Чтобы обеспечить стабилизацию расхода, траншею принимают квадратного или криволинейного сечения.

Подпорные и перегораживающие регуляторы предназначены главным образом для того, чтобы поддерживать необходимый уровень и тем самым обеспечивать подачу воды в отводы из старшего канала (подпорные), а также для ремонтных целей (перегораживающие).

При автоматизации водораспределения перегораживающие сооружения оснащают регуляторами уровня.

По конструкции подпорные (перегораживающие) сооружения во многом аналогичны открытым регуляторам-водовыпускам и отличаются от них своим расположением — поперек, а не сбоку канала. Из условий работы подпорных регуляторов вытекают дополнительные требования к их конструкции. Во-первых, они должны обеспечивать допускаемый нерабочий подпор, то есть тот, который вызывается регулятором при полном открытии пролетов; во-вторых, удовлетворять требованиям судоходства, когда канал используется и как водный путь; в-третьих, создавать условия для работы дождеваль-ных машин.

На каналах с малыми уклонами дна (менее 0,0003) нерабочий подпор распространяется до вышележащего регулятора, а нередко (в зависимости от уклона) вдоль всего канала, что сопряжено с большим объемом работ при увеличении высоты дамб каналов; поэтому здесь необходимо применять такие типы и конструкции подпорных сооружений, которые не вызывают совсем или вызывают незначительный подпор.

Подпорные регуляторы могут быть представлены различными конструкциями, одна из которых приведена на рисунке 8.10. Особенность этого сооружения в том, что живое сечение твер-

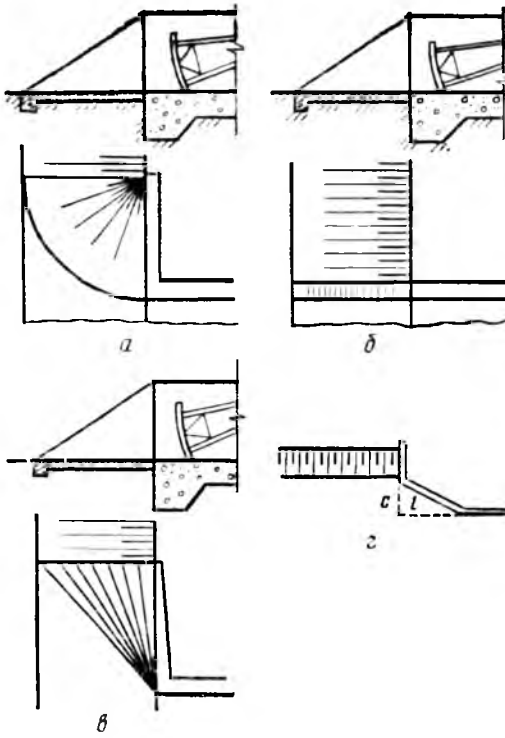


Рис. 8.7. Конструкции входа регуляторов:

a — обратная стенка с конусом; *б* — ныряющая стенка; *в* — косая плоскость; *г* — раструб.

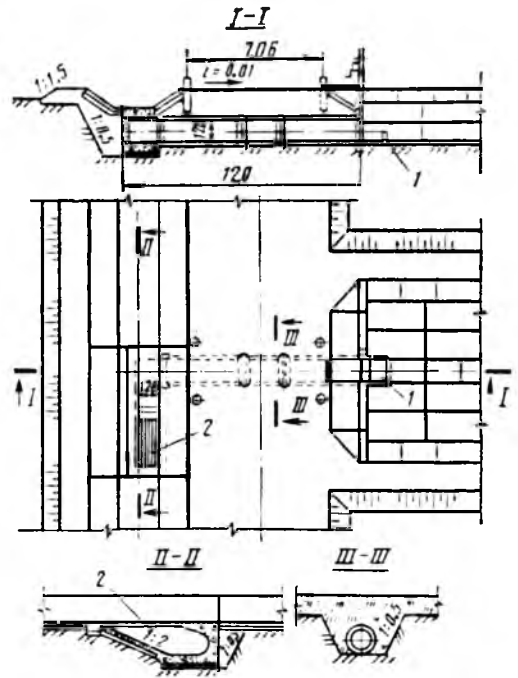


Рис. 8.9. Траншейный водовыпуск-стабилизатор расхода:

1 — гаситель; *2* — решетка (Размеры в м)

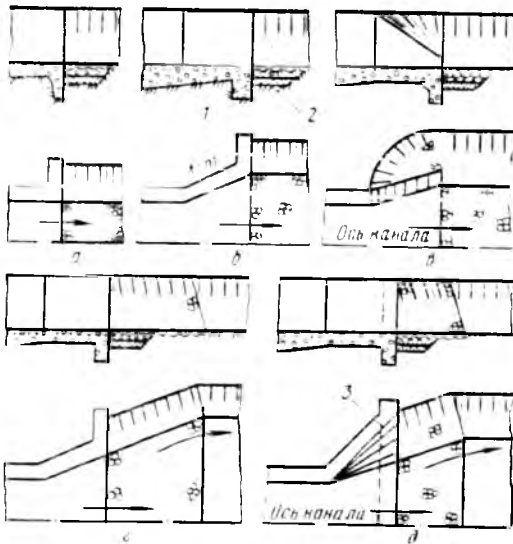


Рис. 8.8. Конструкции выхода из регулятора:

a — обратная стенка; *б* — раструб с обратной стенкой; *в* — ныряющая стенка; *г* — обратная стенка с конусом; *д* — косая плоскость; *е* — флютбет водобоя; *ж* — обратный фильтр; *з* — косая плоскость.

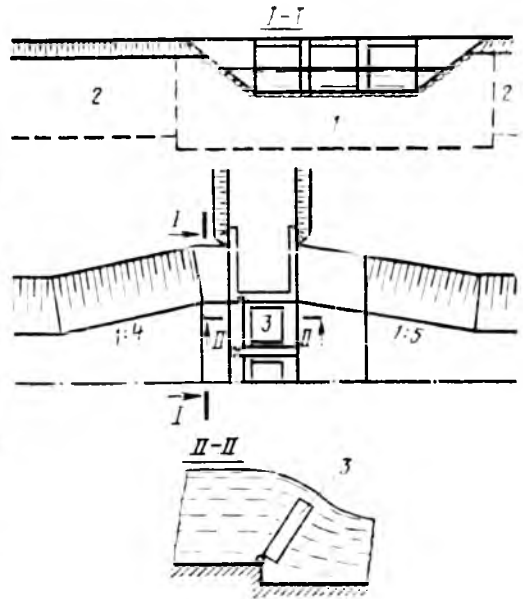


Рис. 8.10. Подпорный регулятор для осушительных каналов:

1 — шпунт; *2* — грунтовый зуб; *3* — регулятор.

стия регулятора принимается равным живому сечению канала (или несколько больших размеров — на величину сжатия при входе в регулятор). Он оснащен затвором-автоматом опускного действия, который автоматически открывается при достижении расчетного уровня и позволяет сбрасывать избыточные расходы. Возможны другие типы затворов. Иногда регулятору придают те же формы и размеры, что и живому сечению канала. Пролет регулятора в этом случае перекрывают сегментным затвором, предпочтительнее затвором-автоматом.

Одна из конструкций подпорного сооружения на оросительном канале показана на рисунке 8.11. Она выполнена в виде поперечных стенок у берегов канала. Высоту стенок и просвет между ними рассчитывают на обеспеченный отвод воды из магистрального канала при Q_{\max} в нем; кроме того, уровень воды в магистральном канале при Q_{\min} не должен превышать расчетного значения (определяемого параметрами канала).

Представляют интерес подпорные автоматизированные сооружения. Пролет, образованный стенками (рис. 8.11, б), или серия пролетов (для широких каналов) перекрывают при прохождении Q_{\min} автоматами-клапанами типа «плавающее крыло». При малых расходах клапан от давления на его лобовую поверхность поднимается, перекрывая пролет, а по мере увеличения расхода и перелива воды через затвор опускается, обеспечивая практически бесподпорный режим потока в магистральном канале. При падении расходов в магистрали картина будет обратная.

Сбросные регуляторы устраивают для удаления воды из каналов при авариях на системе; сброса излишней воды, поступившей в систему; смыва и удаления наносных отложений перед гидроузлами (в этих случаях регуляторы иногда называют промывными). При автоматизации сбросных регуляторов к затворам-автоматам предъявляются повышенные требования в отношении надежности и быстродействия. Поэтому здесь предпочтительнее затворы-автоматы прямого действия, которые работают с использованием энергии потока, например клапанные. По конструкции сбросные регуляторы бывают открытые (в том числе диафрагмовые, рис. 8.5, в) и трубчатые.

Пропорциональные вододелители предназначены для деления расхода старшего канала в определенных соотношениях между двумя или более каналами. На рисунке 8.12 показана компоновка пропорционального вододелителя Я. В. Бочкарева. Соотношение расходов в отводах регулируется

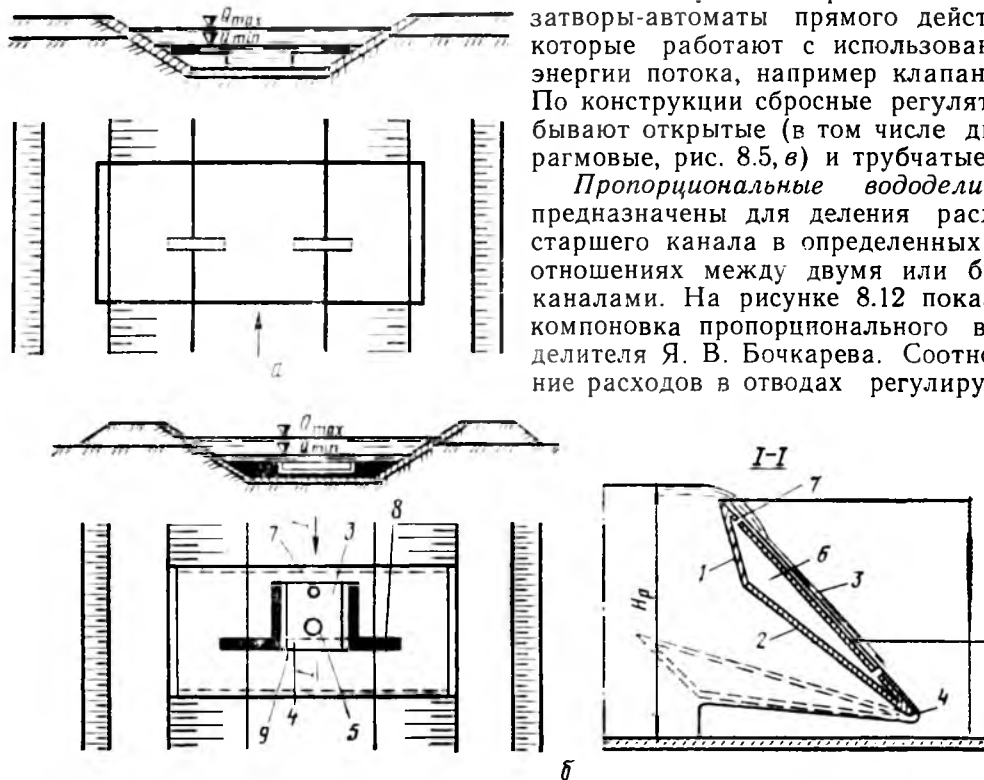


Рис. 8.11. Подпорные регуляторы для оросительных каналов:

а — неавтоматизированный с поперечными стенками; б — автоматизированный; 1, 2 — напорные грани; 3 — переливная грань; 4 — горизонтальная ось вращения; 5 — нижнее отверстие для наполнения и опорожнения внутренней емкости; 6 — емкость; 7 — верхнее отверстие для выпуска воздуха в процессе наполнения емкости водой; 8 — устои; 9 — щель.

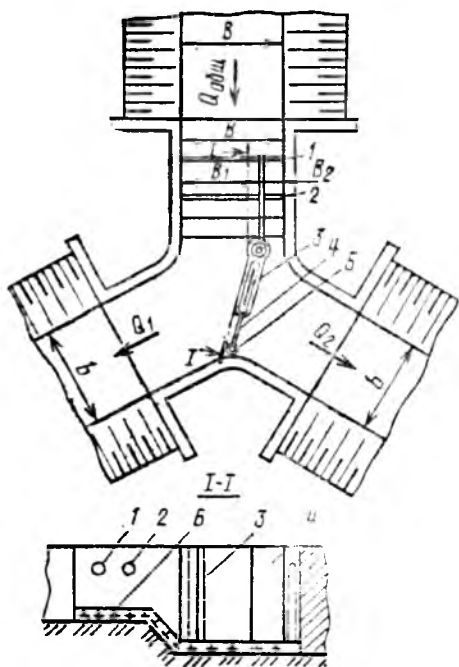


Рис. 8.12. Схема пропорционального вододелителя:

1 — привод; 2 — разделительная пластинка; 3 — пластинчатая серьга; 4 — поворотная пластинка; 5 — ось вращения; 6 — уплотнение.

специальным устройством (разделительной пластиной) для изменения коэффициента $K = b_1 : b_2$, где b_1 и b_2 — ширина пролетов отводов. При отсутствии разделительной пластины значение K будет постоянным. Примерно постоянным при разных значениях $Q_{\text{общ}}$ будет и отношение $Q_1 : Q_2$.

Узлы регуляторов на каналах (водораспределительные узлы) располагают в пунктах разветвления канала на несколько более мелких. Узел регуляторов состоит из подпорного (перегораживающего) или сбросного сооружения, выполняющего и функции перегораживающего, регуляторов-водоотпусков. Иногда в составе узла устраивают промывные сооружения. Главное условие, которому должны удовлетворять узлы регуляторов, — обеспечение точного регулирования параметров потока. Для его реализации необходимо, чтобы все регуляторы, как входящие в состав узла, так и работающие отдельно от него, обладали необходимыми водомерными свойствами (необходимой водомерностью). Это достигается путем спрямления и тщательной очистки участков канала длиной 150...300 м выше и ниже регулятора.

На каналах с бурным или сверхбурным режимом течения (характерно для оросительных систем горно-предгорной зоны) в составе узла необходимо предусматривать гасители энергии.

В практике гидротехнического строительства мелиоративных объектов применяют две основные схемы компоновки узлов при размещении отдельных сооружений — сближенную и удаленную. На рисунке 8.13 показано шесть вариантов компоновки по сближенной и один (ж) — по удаленной схеме. Схемы г и е относятся собственно к пропорциональным вододелителям. Компоновку в виде звездочки (д) наиболее часто применяют при двустороннем отводе воды. Схема компоновки в в отличие от б обеспечивает более плавный подход потока к отверстиям регуляторов-водоотпусков и некоторое уменьшение длины боковых стен. Удаленная схема целесообразнее

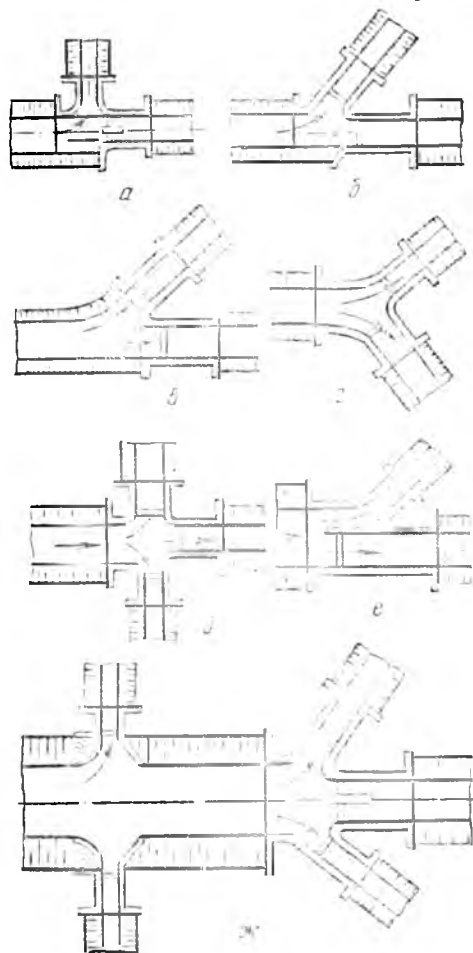


Рис. 8.13. Схемы компоновки распределительных узлов.

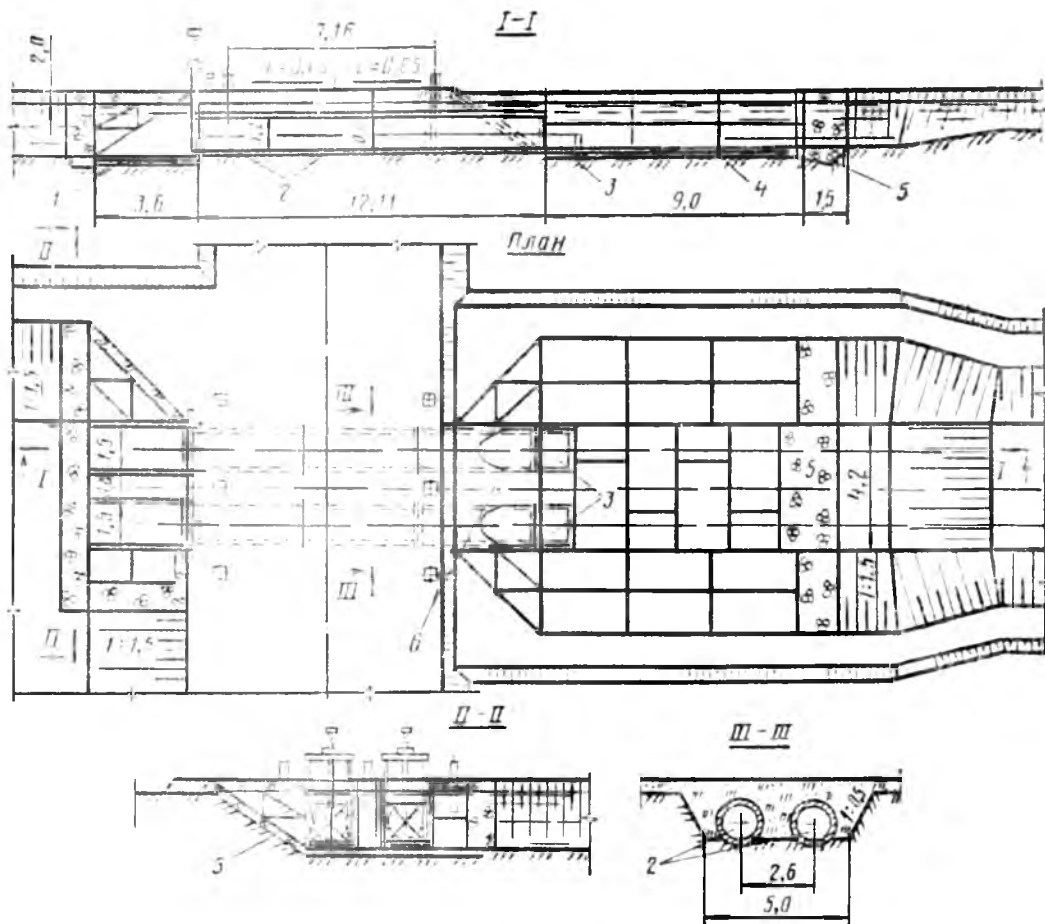


Рис. 8 14 Двухочковый трубчатый регулятор, совмещенный с переездом:

1 — бетонная подготовка; 2 — трубы; 3 — гаситель; 4 — гравийная подготовка; 5 — каменная наброска; 6 — монолитный бетон. (Размеры в м)

на каналах с малыми уклонами, где кривая подпора (а следовательно, командование) от подпорного сооружения распространяется на значительные расстояния, позволяя одним подпорным (перегораживающим) сооружением обеспечить плановую водоподачу на ряд рассредоточенных по длине регуляторов-водовыпусков. Выбор той или иной схемы основан на технико-экономическом сравнении вариантов.

Трубчатые закрытые регуляторы. Широко применяются на гидромелиоративных системах в качестве регуляторов, переездов, совмещенных с регуляторами и сопрягающими сооружениями, водомеров-регуляторов. Их рекомендуется также использовать в распределительных узлах сооружений на глубоких каналах, в узлах сооружений при совмещении с переездом (рис. 8.14) и т. д.

Трубчатые регуляторы не рекомендуются на каналах в тех случаях, когда минимальный расход в трубе проходит с заиляющими скоростями.

Трубы могут быть круглого, прямоугольного и более сложного очертания. Наиболее распространены круглые трубы как в сборном, так и в монолитном исполнении. При больших напорах трубчатые регуляторы устраивают из железобетона, а при малых (в ирригационных регуляторах) — из бетона.

Затворы на трубчатых неавтоматизированных регуляторах можно устанавливать как на входе, так и на выходе из трубы (что преобладает). Установка затворов, тем более затворов-автоматов (авторегуляторов), на выходе имеет свои преимущества: удобство управления, доступность осмотра и ремонта, неизменность напорного режима работы водовыпуска, более простое решение водоучета. Однако в этом случае труба всегда находится под напором, создаются условия заиления при полном перекрытии водовыпуска, на входе необходимы ремонтные затворы или шандорные пазы.

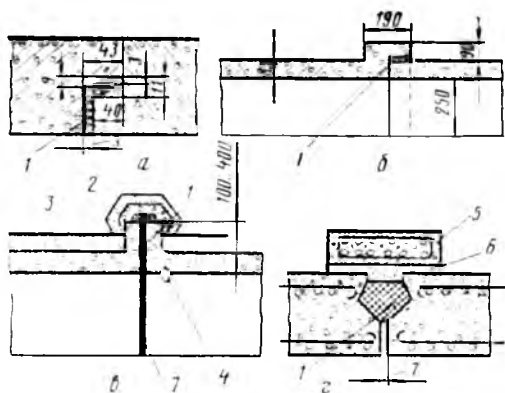


Рис. 8.15. Конструкции соединений бетонных и железобетонных труб:

a — фланцевое; *б* — раструбное; *в* — фланцевое; *г* — муфтовое; *1* — заполнение шва (асфальт, гудрон, битум или цементный раствор); *2* — обратный фильтр; *3* — глина; *4* — трубка для нагнетания горячего битума; *5* — железобетонная муфта; *6* — цемент; *7* — шов. (Размеры в мм)

Число отверстий трубчатого регулятора определяется технико-экономическими расчетами.

Наружную поверхность труб необходимо покрыть водонепроницаемым изолирующим слоем. У стыков труб полезно устраивать обратные фильтры. Трубы состоят из отдельных звеньев длиной по 8...10 м и меньше, в месте их стыков оставляют швы (рис. 8.15) во избежание последствий неравномерных осадок. Для предупреждения фильтрации через швы применяют битумные шпонки — раструбные и на муфтах (жесткие и гибкие).

Шпоночные стыковые соединения применяют в прямоугольных, раструбные — в круглых железобетонных трубах. В монолитных трубах необходимо через 30...50 м устраивать деформационные швы.

Диафрагмовые (забральные) регуляторы (см. рис. 8.5, *в*). Они являются разновидностью открытых регуляторов и отличаются от них наличием забральной стенки или диафрагмы на входе в сооружение, что позволяет уменьшить высоту затворов и дает возможность маневрировать ими с помощью менее мощных подъемников. Диафрагма одновременно служит поперечной распоркой, то есть элементом, повышающим жесткость конструкции.

Диафрагмовые регуляторы устраивают в глубоких выемках при малых уровнях воды в НБ, используют как водозаборные сооружения при значительных колебаниях уровня водоисточ-

ника, как сбросные сооружения и водовыпуски и как промывные регуляторы.

Сифонные регуляторы. Их применяют довольно редко и главным образом в качестве водосбросных сооружений гидроузлов. В последние годы в связи с автоматизацией технологических процессов в гидромелиорации они стали получать развитие как авторегуляторы уровня, расхода. Это обусловлено их главным достоинством — автоматизмом действия без подвижных в работе частей.

Аварийные заграждения. На каналах значительной протяженности (100 км и более), не имеющих перегораживающих сооружений (регуляторов), для отключения отдельных участков их на случай аварии или ремонта устраивают аварийные заграждения. Конструктивно они представляют собой пороги, оборудованные затворами. При нормальной эксплуатации канала заграждения открыты (разобраны), при необходимости (авария, ремонт) они быстро закрываются.

Водосбросы, водовыпуски. Их устраивают для организованного сброса при угрозе переполнения канала (неполадки, нарушения режима эксплуатации и др.). Эти сооружения располагают по трассе (см. рис. 8.4) или в концевой части канала. Водосбросы могут быть различных типов, на трассе канала они по гидравлической схеме являются боковыми водосливами. Конструктивно их выполняют в виде бестошной водосливной стенки, водосливных лотков-быстротоков, сифонных водосбросов. Водосбросы устраивают также в акведуках и у дюкеров.

Для опорожнения канала устраивают водоспуски, которые располагают по трассе в зависимости от его длины и обязательно в конце канала (их функцию здесь могут выполнять и водосбросы).

Шугосбросы. Они предназначены для отвода шуги из канала. Их устраивают, когда шуга пропускается по каналу транзитом или образуется в самом канале.

8.2.3. Сборно-блочные внутрисистемные сооружения

На мелиоративных системах применяют большое число однотипных регулирующих сооружений. Это обуслов-

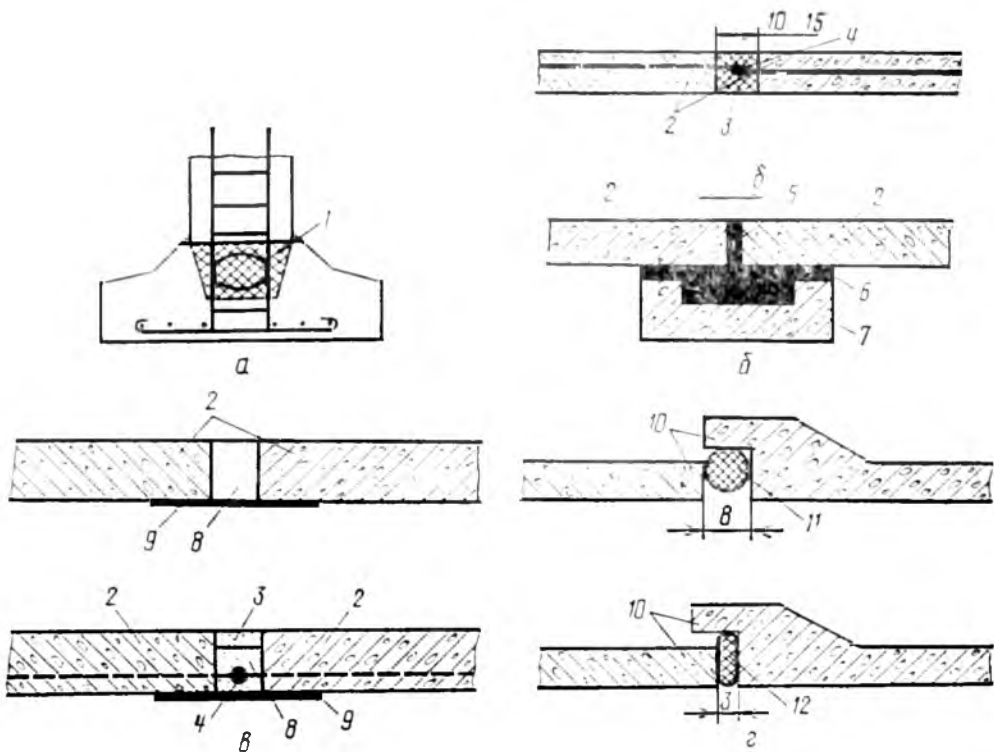


Рис. 8.16. Конструкции стыков сборных железобетонных элементов:

а — клеевой вертикального элемента с фундаментом; б — поперечные (жесткий и гибкий) сборных железобетонных облицовок ВНИИВОДГЕО; в — гибкий и жесткий плоских плит; г — стык труб или раструбных лотков на неопреновой прокладке; 1 — клей; 2 — сборная железобетонная плита; 3 — раствор на расширяющемся цементе; 4 — сварной стык арматуры; 5 — битумная мастика; 6 — битумный мат; 7 — железобетонная прокладка; 8 — полиизобутиленовая мастика; 9 — полиэтиленовая пленка, приклеенная эпоксидным клеем; 10 — элементы трубы или раструбного лотка; 11 — неопреновая прокладка до обжатия; 12 — то же, после обжатия.

ливают необходимость типизации сооружений и выполнение их из одних и тех же унифицированных деталей.

Сборные сетевые сооружения наиболее эффективны при расходах до $10 \text{ м}^3/\text{с}$. Средние и крупные сооружения могут быть смешанной конструкции, то есть иметь основные части монолитные (береговые устои, быки, водобойная плита-флютбет), а остальные — сборные (понуражная плита, рисберма, крепление откосов). Такие сооружения называются сборно-монолитными.

Сборные регуляторы строят двух типов — открытые и трубчатые; последние особенно удобны там, где необходим проезд через регулятор.

При строительстве сборно-блочных сооружений особое внимание следует обращать на плотное соединение блоков, бетонирование и заделку стыков. Недопустимо образование застенных и поддонных токов воды через неплотные швы между блоками.

Швы сборных железобетонных регуляторов являются наиболее слабым

местом их конструкции, так как к ним предъявляется требование полной водонепроницаемости. Жесткость соединения блоков при замоноличивании стыков обеспечивается сваркой выпусков арматуры у блоков и последующим их замоноличиванием бетоном марки 300 с использованием расширяющегося цемента.

Конструкции стыков железобетонных сборных элементов могут быть различными (рис. 8.16).

8.2.4. Проектирование и расчет регулирующих сооружений

Выбор типа сооружений. Тип регулирующего сооружения выбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов. При наличии типовых проектов эта задача сводится к сравнению различных решений для выбора наиболее рационального.

Типовые проекты подбирают по расходу воды и виду грунта с учетом возможности привязки к местным условиям. В процессе привязки выполня-

ют следующие основные работы: 1) по расчетному расходу, наполнению канала и разности отметок уровней воды верхнего и нижнего бьефов подбирают напор и ширину сооружений; 2) уточняют местоположение сооружения на канале; 3) проставляют отметки поверхности земли и элементов сооружения; 4) определяют объемы земляных работ и сметную стоимость сооружения. При назначении типа регулирующего сооружения нужно также учитывать рельеф местности, по которой трассируется канал, необходимость устройства переезда через канал и его совмещение с регулирующим сооружением, диапазон колебаний уровней и др.

Для облегчения выбора типа регулятора при предварительных набросках можно пользоваться следующими данными.

Условия	Тип регулятора
Канал в полувыемке-полунасыпи, в насыпи	Открытый трубчатый
Канал в выемке и необходим переезд	Трубчатый безнапорный
Большая разность уровней верхнего и нижнего бьефов или значительное колебание уровней верхнего бьефа	Диафрагмовый
Сбросные и промывные сооружения	Напорный трубчатый или диафрагмовый
Подпорные сооружения	Открытый трубчатый

В тех местах, где это возможно по техническим и эксплуатационным условиям, целесообразно несколько гидротехнических сооружений (регулирующих, сопрягающих, водомерных) совмещать в один узел.

Гидравлический расчет. Гидравлическим расчетом устанавливают размеры отверстий (поверхностных или глубинных), необходимые для пропуска заданных расходов воды. Полученные по расчету размеры отверстий следует округлять до значений, указанных в СНиП 2.06.01.84 [100] (гл. 4.1).

Методика гидравлического расчета излагается в курсах гидравлики и справочниках [126].

Если по условиям эксплуатации через водовыпуск необходимо пропускать плавающие предметы (что наиболее часто встречается при проектировании трубчатых переездов на пересечении дорог с каналами), то отношение глубины воды в ВБ к диаметру

трубы (H/d) рекомендуется принимать 0,7...0,8.

8.2.5. Водомерность регулирующих сооружений, водомерные устройства и принципы автоматизации регулирующих сооружений

Под водомерностью регулирующего сооружения понимают конструктивную возможность использования его в качестве водомера, то есть наделенность дополнительной функцией водоучета.

Водомерность можно обеспечить тремя путями: тарированием сооружений, оснащением регуляторов дополнительными водомерными устройствами (водомерные приставки, насадки, диафрагмы и пр.) и устройством специальных водомерных сооружений в виде водомерных порогов, водосливов, лотков и др.

Тарирование применяют, когда невозможно устроить водомеры-регуляторы или водомерное сооружение и когда для этого имеются необходимые условия: неизменный характер истечения потока (только свободное или только затопленное) при любых напорах и положениях затворов; плавный, с небольшими скоростями подход воды к сооружению при боковом отводе и симметричный — при фронтальном расположении сооружения; подпертый и большой емкости ВБ узла сооружений; отсутствие наносов в зоне влияния сооружения; перепады сооружения не меньше 10 см, затопление с НБ не более 90 %.

Регулирующее сооружение, оснащенное водомерным устройством, называется водомером-регулятором. Конструктивно водомер-регулятор состоит из регулирующей части и водомерного устройства, образующих единое сооружение.

Регулирование расходов и уровней осуществляется затворами, а водоучет — водомерным устройством по перепаду давлений или уровней, в функции которого и определяется расход.

Из водомерных устройств наиболее распространены различные водомерные приставки во входной части сооружения (регуляторы с водомерными приставками — РВП) и сужения (диафрагмы, насадки и др.), устраиваемые на выходе (трубчатые регуляторы-водомеры — ТРВ) [12].

Водомерные сооружения устраивают и раздельно с регулирующими, тогда они измеряют транзитные расходы.

В качестве таких сооружений наиболее широко используют различные мерные водосливы, водомерные пороги и лотки.

Технически возможна, экономически оправдана и высокоэффективна широкая автоматизация гидромелиоративных объектов (регуляторов, водозаборных узлов и др.) и систем. В автоматическом управлении сооружениями используются три принципа: разомкнутого управления, компенсации и обратной связи [12]. Для реализации этих принципов предложено много технических средств автоматизации, которые различаются источником энергии (электрическая, гидравлическая, пневматическая или их сочетание).

8.3. ВОДОПРОВОДЯЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

8.3.1. Общие сведения, основные типы и особенности водопроводящих сооружений

Водопроводящие сооружения служат для подачи воды к местам ее потребления, например из водохранилища на орошаемые земли или к гидростанции. Они представляют открытые (каналы, лотки и др.) или закрытые (туннели, трубопроводы и др.) искусственные русла (водоводы).

Водопроводящими сооружениями на каналах называются сооружения, устраиваемые для транспорта воды на участках пересечения каналов с естественными (балки, овраги, речки, значительные превышения отметок местности) и искусственными (каналы, дороги, насыпи и др.) препятствиями, встречающимися по трассе канала. К ним относятся трубчатые водоводы, трубы-ливнепроводы, акведуки, селепроводы, лотки, дюкеры, туннели, а также различные водоотводящие устройства при строительстве инженерных сооружений (трубы, лотки, туннели и др.). Водопроводящие сооружения иногда устраивают в комплексе с регулирующими.

Тип водопроводящего сооружения выбирают в зависимости от местных условий, на основе технико-экономического сравнения вариантов.

8.3.2. Акведуки, селепроводы и лотки

Акведуки — это водоводы в виде моста. Они предназначены для переброски расхода канала через реки, дороги, овраги, суходолы и другие понижения местности. Их устраивают, если габарит дороги, уровень воды пересеканного канала или реки ниже пролетного строения акведука. Опоры акведуков делают аналогично опорам, применяемым в мостостроении. По существу это мосты, у которых пролетным строением служит лоток, заполненный текущей водой.

Акведуки бывают железобетонные (монолитные или чаще сборные), деревянные, металлические и комбинированные; последние три типа применяют весьма редко.

При возведении акведуков над глубокими и сравнительно узкими оврагами при прочных (скальные) склонах, способных воспринять распор от пят арок, используют арочную (рис. 8.17, а) или рамную (рис. 8.17, б) конструкцию.

При пересечении каналом широких долин, пойм, рек, дорог предпочтительны железобетонные акведуки рамной конструкции (рис. 8.17, в, г). Опорами таких акведуков могут быть двустоечные или одностоечные рамы. Там, где паводковые расходы велики и для пропуска их приходится делать широкие пролеты, ставят двухконсольные рамы, а в примыкающих к берегам — одноконсольные. Стыки соседних рам выполняют в виде температурно-осадочных водонепроницаемых гибких швов, способных выдерживать линейные и угловые деформации.

Основные типы соединений секций приведены на рисунке 8.18.

Пролетным строением деревянных акведуков служат мосты балочного или подкосно-ригельного типа (рис. 8.17, д).

При переходе каналом бурной реки с неустойчивым нескальным руслом и узкой поймой (в предгорных и горных районах), сильно размываемых во время паводков, нередко оказывается технико-экономически выгодным перекрытие пролета аркой (рис. 8.17, е) или фермой (рис. 8.17, ж) с подвеской к ним лотка акведука. Лоток акведука при арочной конструкции работает как затяжка, принимая на себя распор арки. В горных районах при пере-

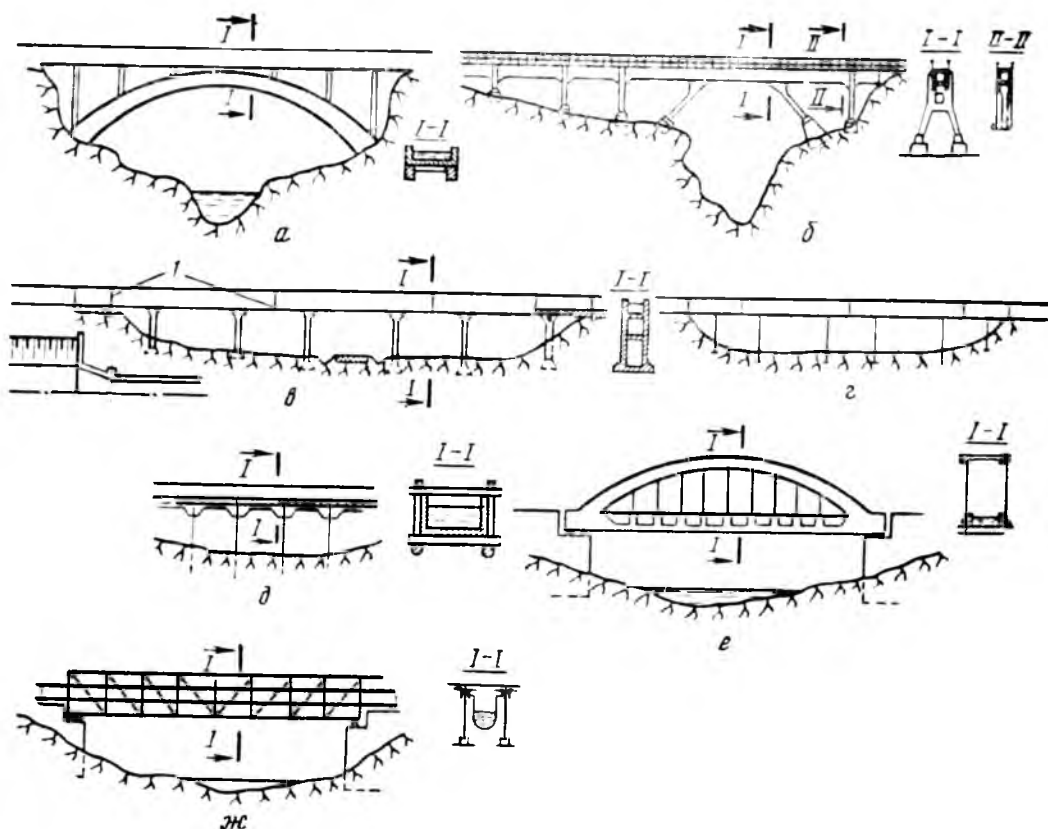


Рис. 8.17. Схемы акведуков различных типов:

a — арочный; *б, в, г* — рамные железобетонные соответственно при узком глубоком ущелье и пологой части склона при широких и неглубоких долинах; *д* — в виде фермы, перекрывающей большой пролет; *е* — подвесной конструкции; *ж* — деревянный; *I* — шов.

ходе каналов через реки находят применение подвесные акведуки типа подвесных мостов на тросах. Их достоинства — простота конструкции, сравнительные удобства строительства в гор-

ных районах, значительные пролеты (до 50 м). Пилоны устраивают из труб (диаметром 200 мм и более), опирая их на сваи-трубы, заполненные армированным бетоном.

По характеру работы лотка следует различать два типа акведуков: I — лоток расположен на несущей мостовой конструкции и является (вместе с водой) нагрузкой на эту конструкцию (см. рис. 8.17, *a, д, ж*); II — стенки и днище лотка являются несущими пролетными конструкциями (см. рис. 8.17, *б, в*). Сооружения типа II часто оказываются экономичнее, но в ряде случаев (при арочных и деревянных акведуках, при перекрываемых больших пролетах) предпочтительными бывают сооружения типа I.

Конструкция акведука должна обеспечивать плавное сопряжение входной части его с каналом как в плане, так и в вертикальной плоскости (см. рис. 8.17, *в*). Скорость воды в акведуке назначают несколько большую (1...2,5 м/с), чем в примыкающих к не-

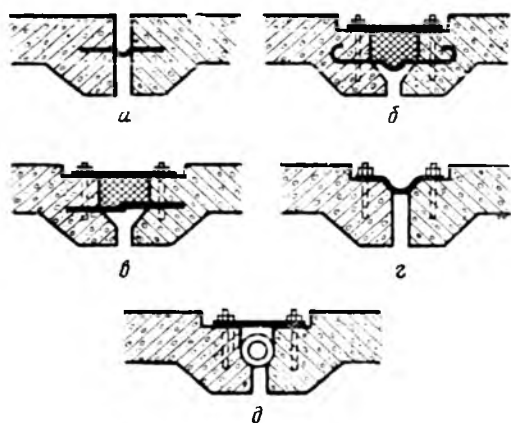


Рис. 8.18. Типы швов:

a — уплотнение с помощью металлического листа; *б, в* — уплотнение в виде битумной шпунки; *г* — уплотнение — полиэтиленовый лист и резиновая трубка.

му каналах, чтобы не допускать осаждения в лотке наносов.

Отвод воды, фильтрующейся из канала в обход сооружения и в местах сопряжения входной и выходной частей сооружения с лотком, осуществляют дренажем, устраиваемым несколько ниже мест сопряжения в направлении к откосу склона. Откосы подводящего и отводящего каналов обычно укрепляют плитками. Трассу акведука выбирают вне оползневых участков, а ось его проектируют, как правило, прямолинейной.

В целях возможно большего ослабления фильтрации под входной и выходной частями акведука полезно в начале входа и конце выхода предусматривать шпунтовые стенки или стенки-шпоры из бетона и железобетона.

Гидравлический расчет акведука включает расчеты входной и выходной частей лотка.

Его начинают с выбора поперечного сечения и определения гидравлического уклона лотка. Ширину лотка следует выбирать таким образом, чтобы обеспечить плавное сопряжение в плане лотка и каналов при минимальной длине входной и выходной частей. Гидравлический расчет входной части ведут как для затопленного водослива с широким порогом. Перепад Z при входе часто принимают равным $0,1 \dots 0,15$ м, а уклон акведука — гидравлическому уклону, определенному из формулы Шези.

Выходную часть лотка делают с некоторым завышением Δh над дном отводящего канала с целью исключения возможного подпора воды в акведуке и далее в верховом канале. Приблизительно значение Δh можно принять равным Z .

Статический расчет акведука проводят как для мостовых конструкций соответствующего типа.

Селепроводы — это лотки на опорах (рис. 8.19), предназначенные для переброски через каналы, дороги, реки селевых (грязекаменных) потоков, ливневых вод (см. гл. 13.5). В конструктивном отношении селепроводы весьма сходны с акведуками.

Основные отличия селепровода от акведука, обусловленные особенностями пропуска селевых потоков, следующие: входная часть имеет вид воронки с укрепленным дном и дамбами, обеспечивающими плавный подход

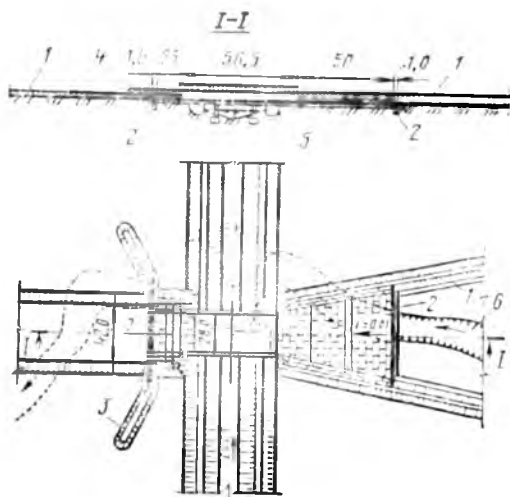


Рис. 8.19. Железобетонный селепровод:

1 — крепление габионами; 2 — шпора; 3 — защитная дамба; 4 — одностропная мостовая; 5 — засыпка; 6 — засыпка русла.

селевого потока к сооружению и предотвращающие его прорыв в обход сооружения в канал; выходная часть также укреплена и ограждена дамбами; с верховой и низовой сторон лотка русло селевого потока пересекается зубьями, имеющими глубину до 4 м, которые предотвращают подмыв лотка; лоток обычно облицовывают материалом, хорошо сопротивляющимся истиранию (см. 4.1.7); уклон сооружения (подходной части, лотка и выходной части) принимают обычно большим уклона русла селевого потока (вне сооружения) с целью предотвращения накопления продуктов выноса перед сооружением. Лоток селепровода обычно не перекрывают сверху плитами, чтобы не допускать образования в его пределах селевых заторов. Ось сооружения проектируют прямолинейной.

При проектировании селепроводов необходимо обращать особое внимание на достаточно полную оценку размеров селевого паводкового расхода, что необходимо для обоснования как размеров сооружения, так и запасов по высоте и толщине стенок.

Если канал пересекает очень крупный селевой поток, целесообразнее вместо устройства селепровода предусмотреть строительство дюкера для пропуска расхода канала под руслом селевого потока.

Лотки представляют искусственные русла, выполненные из того или иного материала (дерева, бетона, железобе-

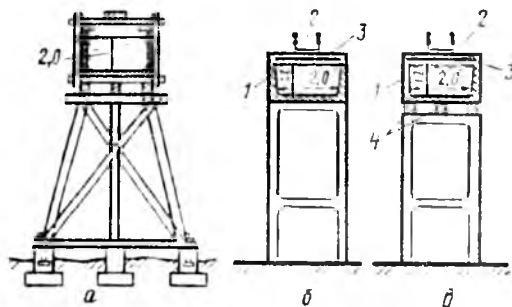


Рис. 8.20. Лотки на эстакадах:

a — деревянный; *б, в* — железобетонные — несущий нагрузку в пролете между опорами и с продольными несущими балками; 1 — лоток; 2 — пешеходный мост; 3 — балки-стяжки; 4 — несущие балки.

тона, стали), расположенные непосредственно на поверхности земли или над ней — на эстакаде. Их устраивают вместо каналов на участках трассы со сложным рельефом при неблагоприятных геологических, гидрогеологических и других условиях, когда строительство канала обходится дороже устройства лотка. На оросительных системах лотки получили широкое распространение.

Их устройство позволяет получить высокий КПД каналов практически полным устранением потерь на фильтрацию; повысить командование уровней над орошаемой территорией и индустриализовать процесс строительства.

Деревянные лотки (рис. 8.20, *a*) устраивают, как правило, на эстакадах из прямоугольных брусчатых рам, обшитых досками и соединенных поверху деревянной или стальной стяжкой. Эти лотки обладают рядом недостатков:

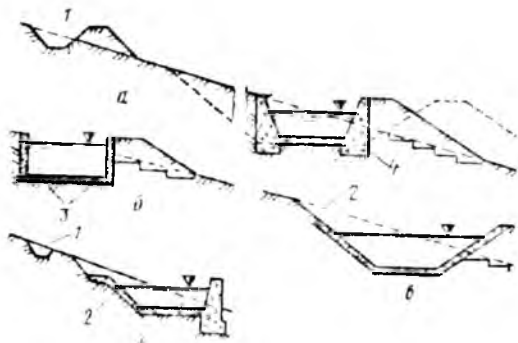


Рис. 8.21. Лотки на косогоре.

a — монолитный; *б* — сборно-блочный; *a* — с облицовкой; *б* — составного профиля; 1 — нагорный канал; 2 — крепление плитам; 3 — Г-образные блоки; 4 — подпорные стенки.

сильно деформируются и текут, быстро загнивают вследствие переменного увлажнения, что сокращает срок их службы и т. д.

Целесообразно применять их в районах, богатых лесом.

Бетонные и железобетонные лотки делают прямоугольного, трапецидального, параболического, циркульного, треугольного (для небольших расходов) или сложного очертания и располагают непосредственно на спланированном земляном основании или на эстакадах.

Они могут быть открытыми или закрытыми. Примеры устройства лотков на косогоре приведены на рисунке 8.21.

Лотки на сплошных основаниях выполняют разрезными (рис. 8.22, *a*) когда стенки их отрезаны швом от дна и работают самостоятельно, и неразрезными, когда весь лоток пред-

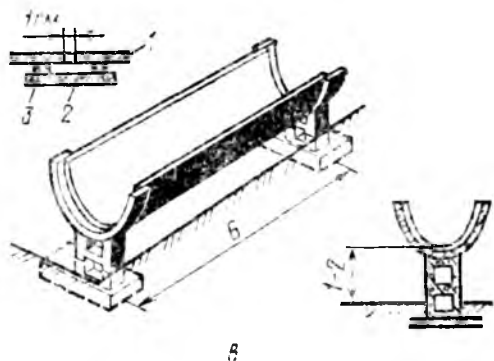
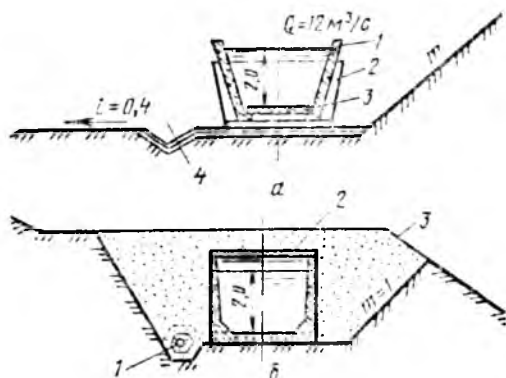


Рис. 8.22. Железобетонные лотки:

a — сборный трапецидальный; (1, 2, 3 — сборные блоки; 4 — водостводная канава) *б* — монолитный «крытый» (1 — дренаж; 2 — железобетонная плита; 3 — обратная засыпка); *a* — сборный криволинейного профиля; *б* — сплошное основание; 1 — лоток; 2 — опора; 3 — водонепроницаемое уплотнение).

ставляет в поперечном сечении монолитную конструкцию (рис. 8.22, б).

Закрытые лотки имеют прямоугольную, подковообразную или круглую форму; это по существу трубы с безнапорным течением.

Лотки на эстакадах, как и акведуки, имеют конструкции двух типов: I—стенки лотка воспринимают всю нагрузку между опорами эстакады (см. рис. 8.20, б; 8.22, в); II—корыто лотка лежит на эстакаде и имеет сплошные опоры в виде продольных балок (см. рис. 8.20, а, в). На оросительных системах широко распространены сборные железобетонные тонкостенные лотки для расходов воды (0,5...5 м³/с), устраиваемые на опорах с пролетами 3...5 м. Работу этих лотков осложняет расстройство стыков секций при неравномерной осадке опор лотка.

Гидравлический расчет входа в лотки аналогичен расчету входа в сетевой регулятор; при этом на закруглениях следует учитывать повышения уровня у вогнутой стороны лотка. Среднюю скорость движения в лотке назначают 1,5...2 м/с. Площадь поперечного сечения лотка обычно меньше, чем в подводящем и отводящем каналах. Поэтому уклон лотка i , как правило, больше уклона канала.

8.3.3. Трубопроводы, дюкеры и трубы-ливнепроводы

Трубопроводы устраивают в местах трассы канала с неблагоприятными климатическими условиями (при низких температурах), на участках с сильнопересеченной местностью или лавиноопасных, а также подверженных воздействию селей, камнепада. Все более широкое распространение получают закрытые оросительные системы, особенно в горной и предгорной зонах. Длина трубопроводов на закрытых системах достигает десятков километров. Трубопроводы бывают открытые, укладываемые на поверхность земли, и засыпанные — в траншеях, туннелях, галереях, укладываемые так, чтобы к ним был обеспечен свободный доступ. На закрытых оросительных системах во внутрихозяйственной и межхозяйственной частях трубопроводы укладывают в траншею и засыпают с целью уменьшения потерь орошаемой земли. Продольная и нормальная составляю-



Рис. 8.23. Разрезной стальной трубопровод:

1 — труба; 2 — компенсатор; 3, 4 — анкерная и промежуточная опоры.

щие веса трубы воспринимаются анкерными опорами (рис. 8.23). Промежуточные опоры воспринимают нормальную по отношению к оси трубы составляющую ее веса. Во избежание возникновения температурных напряжений в трубах устанавливают компенсаторы.

Трубопроводы под насыпью укладывают в траншею на песчаную, гравийную или бетонную подготовку, после чего траншею засыпают грунтом. Такие трубопроводы конструктивно проще и дешевле открытых, так как не имеют бетонных опор и компенсаторов, но осмотр и ремонт их затруднительны.

Металлические трубопроводы дороги и применяются обычно в тех случаях, когда диаметры их невелики, а также на участках с большим внутренним давлением.

В связи с возрастающими масштабами строительства закрытых оросительных систем ведутся поиски более дешевых конструкций трубопроводов с сохранением требуемых характеристик.

К ним относятся, например, тонкостенные трубопроводы, стальные трубы с внутренним цементно-песчаным покрытием. В ряде случаев вместо стальных труб применяют чугунные, асбестоцементные (преимущественно для распределительных поливных трубопроводов). Трубопроводы также изготавливают из бетона, железобетона, дерева (редко). Железобетонные трубопроводы устраивают сборными (при небольших диаметрах) и монолитными.

Дюкеры представляют напорные трубопроводы, прокладываемые под руслом канала, на склонах долины или под дорогой для пропуска расхода пересекающего их канала (рис. 8.24). Под руслом канала дюкер устраивают тогда, когда уровни воды в пересекаемых каналах имеют близкие отметки; под дорогой, когда уровень воды пере-

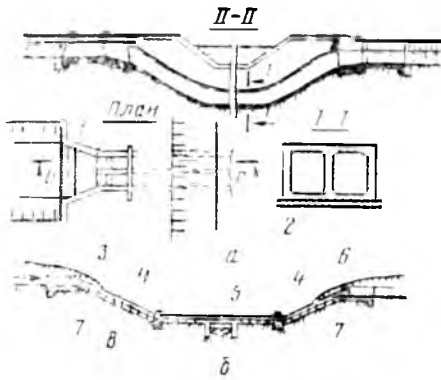


Рис. 8.24. Железобетонные дюкеры:

a — двухочковый; *б* — пересекающий глубокую и широкую долину; 1 — шандорный паз; 2 — тощий бетон; 3 — входной оголовок; 4 — трубы; 5 — эстакада; 6 — выходной оголовок; 7 — шпунт; 8 — опоры.

секаемого канала находится на отметках, близких к отметкам поверхности дороги и, следовательно, нельзя перевести воду над дорогой акведуком; через широкие и глубокие долины, когда стоимость акведука получается больше стоимости дюкера.

По материалу дюкера могут быть бетонными, железобетонными, стальными, деревянными и комбинированными. Бетонные дюкеры устраивают при напорах 30...50 м, дюкеры из предварительно напряженного железобетона — при напорах до 100 м, металлические (из стали) — практически при любых напорах. Применение металлических дюкеров сопряжено с высокой их стоимостью и требует специального обоснования. Деревянные дюкеры применяют весьма редко из-за их недолговечности.

По числу ниток дюкеры бывают одноочковые и многоочковые. По условиям эксплуатации и производства работ дюкеры могут быть заглублены в грунт или уложены на поверхности — вариант выбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Небольшие дюкеры, работающие под малым напором, состоят из входного и выходного вертикальных колодцев, соединенных горизонтальной трубой. Рекомендуется предусматривать на входе и выходе из дюкера затворы. Перед дюкером ставят решетки. При пропуске больших расходов дюкеры имеют более сложную конструкцию (см. рис. 8.24).

Поперечные сечения дюкеров бывают круглые, прямоугольные и овоидальные. Круглое сечение удобно в произ-

водстве, выгодно в гидравлическом отношении и хорошо воспринимает внутреннее давление. При небольшом внутреннем давлении и большой внешней нагрузке (заглубленные дюкеры) дюкеру иногда придают коробовую форму. Многоочковые дюкеры в большинстве случаев имеют прямоугольное сечение. Трубы дюкеров-трубопроводов располагают на анкерных и промежуточных опорах. Дюкер из звеньев сборных труб показан на рисунке 8.25.

К дюкеру предъявляются следующие основные требования: возможность регулярного осмотра, ремонта и очистки сооружения в период эксплуатации; водонепроницаемость всех швов; незаияемость при пропуске малых расходов; отвод фильтрационных и других вод за пределы сооружения.

В гидравлическом отношении дюкер представляет напорный трубопровод, и, следовательно, гидравлический расчет его проводят как для напорной трубы с учетом всех потерь (на входе, на поворотах, на выходе и по длине) по формуле [126]: $Q = \mu \omega \sqrt{2gz}$, где μ — коэффициент расхода трубы-водовода; ω — площадь поперечного сечения трубы; z — разность уровней перед дюкером и за ним (рис. 8.26).

Площадь поперечного сечения дюкера определяют, исходя из условия его незаияемости, среднюю скорость течения принимают порядка 1,5...4 м/с, ее определяют технико-экономическим расчетом из условия незаияемости и сохранения командования.

При гидравлическом прыжке в трубе возникают значительные пульсации давлений, которые могут иногда привести к расстройству швов и т. п. Такие режимы нежелательны, и для борьбы с ними предлагаются различные конструкции входных и выходных оголовков (рис. 8.27).

Не следует допускать образования перед дюкером вихревой воронки при пропуске максимального расхода; для этого верхнюю кромку трубы заглубляют под уровень верхнего бьефа на значение не менее $1,5 v^2 / (2g)$ или $0,6a$, где a — высота или диаметр трубы.

Если дюкеры работают в зимних условиях, необходимо проводить гермический расчет на обледенение и проверку для этих условий пропускной способности сооружения.

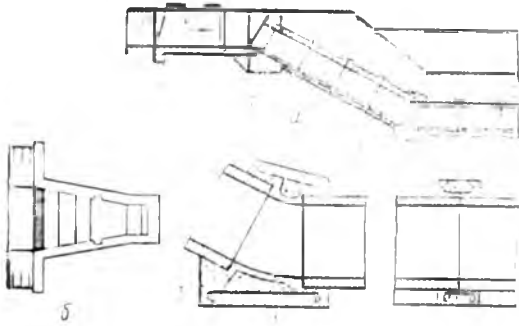


Рис. 8.25. Одноочковый дюкер из звеньев труб:
 а — продольный разрез; б — план входа; в — детали соединений труб; г — бетонная опора; д — железобетонное кольцо на стыке секций; е — железобетонная опора.

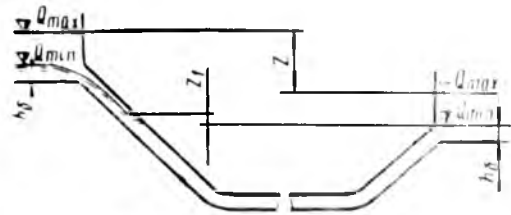


Рис. 8.26. Расчетная схема дюкера

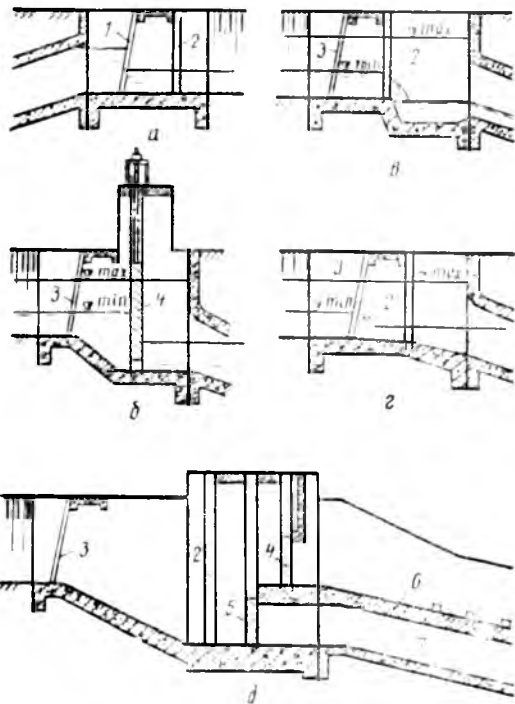


Рис 8.27. Оголовки дюкеров
 1 — крышка; 2 — решетка; 3 — за-
 твор; 4 — глухой затвор; 5 — быстроток; 6 — дюкер.

Статический расчет дюкера проводят как для напорных труб из соответствующих материалов (железобетон, металл, дерево).

Трубы-ливнепроводы предназначены для пропуска различных небольших водотоков (ручьи, ливневые талые воды и др.) под каналом или насыпью дороги. Для пропуска селевых потоков их не применяют.

По материалу трубы-ливнепроводы могут быть бетонными, железобетонными, каменными, металлическими. Наиболее широкое распространение получили железобетонные трубы. Сечения труб могут быть круглые, овоидальные, прямоугольные (рис. 8.28); при пропуске значительных расходов воды трубы устраивают многоочковыми. Трубы круглого сечения обычно выполняют из сборного железобетона в виде звеньев диаметром 0,5...2 м, длиной до 1 м и массой до 3 т. Трубы овоидального сечения выполняют также из железобетона шириной в зависимости от пропускаемого расхода от 1 до 6 м и высотой в 1,5 раза больше. Широкое распространение получают железобетонные трубы прямоугольного сечения. По характеру гидравлического режима трубы могут быть безнапорными, полупапорными и напорными (см. гл. 4.1).

Обычно трубы устраивают безнапорными. Однако при пропуске паводковых расходов редкой повторяемости допускается временное затопление верхней кромки входного оголовка трубы; при этом в трубе может быть полупапорный или напорный режим потока. Для обеспечения перехода трубы на напорную работу уже при небольших затоплениях ее входа и устранения при этом неблагоприятных переходных режимов можно применить входной оголовок со щитом-крышкой (рис. 8.29, а). Во избежание размыва русло перед трубой и за ней укрепляют; при выходе потока из трубы с большими скоростями предусматривают устройство гасителей энергии.

Для обеспечения плавного впуска и выпуска потока концевые участки трубы оснащают оголовками. В практике часто применяют порталные (рис. 8.29, б) и раструбные (рис. 8.29, в) оголовки.

Гидравлический расчет труб-ливнепроводов складывается из расчета пропускной способности трубы и расчета со-

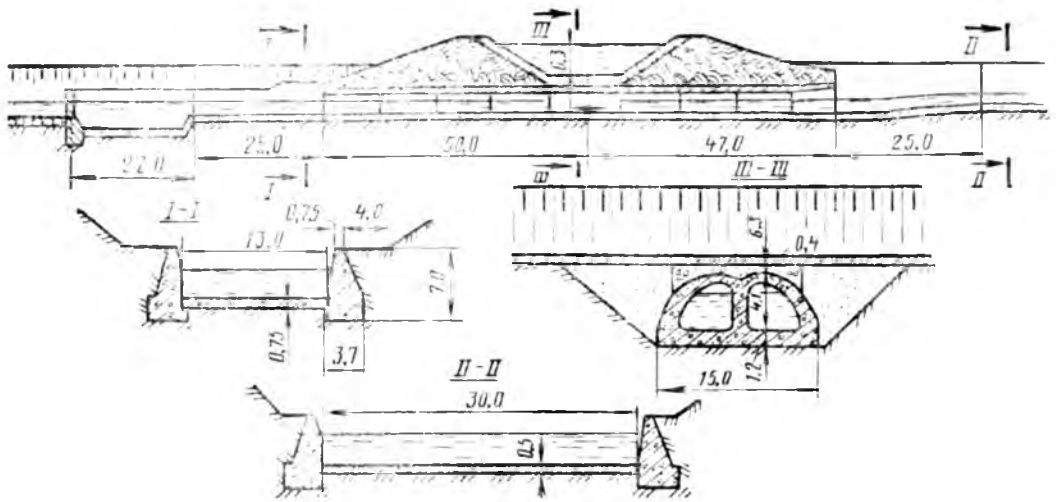


Рис. 8.28. Труба под каналом.

пряжения потока при выходе из трубы с устройством соответствующего крепления (см. гл. 4.4). В расчетах целесообразно учитывать трансформацию паводка перед трубой, что позволяет уменьшить размеры поперечного сечения трубы.

Статический расчет труб ведут с учетом всех нагрузок: внешних, от за-

сыпки грунта с учетом собственного веса трубы или оголовка; от нагрузки в трубе и в соответствующих условиях учитывают сейсмические силы, давление от грунтовых вод, подвижной нагрузки сверху и т. д. Для труб, работающих в напорном режиме, учитывают и давление в трубе. Расчетную схему и метод расчета принимают в зависимости от конструкции трубы.

8.3.4. Гидротехнические туннели

Общие сведения, условия применения, классификация и основные элементы туннелей. Гидротехническим туннелем называется закрытый водовод, проложенный в земной толще без удаления массы грунта, расположенного над ним. Туннели чаще всего строят в горных условиях, где трасса водовода (канал, водосброс) встречает на своем пути возвышенности и водоразделы, а также при сооружении временных и постоянных водосбросов высоких плотин.

Гидротехническому туннелю отдают предпочтение и применяют в следующих случаях: трасса водовода (канала или водосброса) проходит глубоко от поверхности земли, и строительство открытой выемки неэкономично; открытые водоводы могут быть повреждены осыпями, оползнями, камнепадами и т. п.; водовод проходит по густозастроенной местности.

По назначению различают следующие гидротехнические туннели: энергетические; ирригационные и обводни-

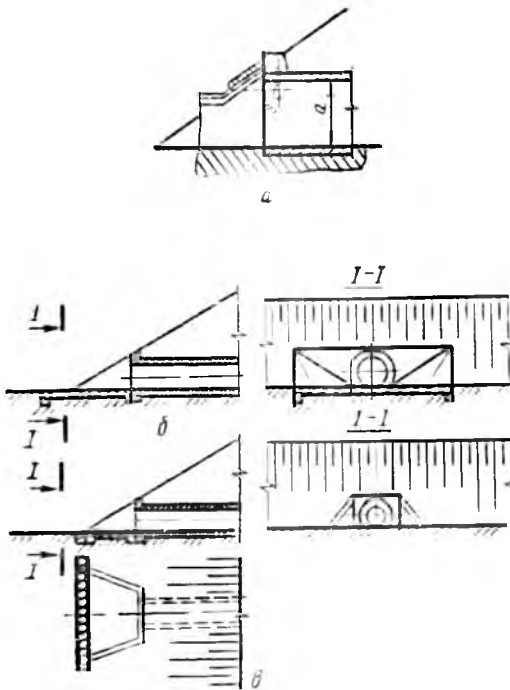


Рис. 8.29. Некоторые формы входных оголовков труб:

а — со щитом-крышкой; б — порталный с конусами; в — раструбный с ныряющими стенками.

тельные; водопроводные и канализационные; судоходные и лесосплавные; водосбросные строительные и эксплуатационные; комбинированные. Если рассмотреть функции, выполняемые гидротехническими туннелями различного целевого назначения, то их можно разделить на три группы: подводящие (гидроэнергетические, водоснабженческие, оросительные и др.); отводящие (сбросные, канализационные, дренажные, гидроэнергетические и др.); транспортные (судоходные, лесосплавные).

По гидравлическому режиму течения воды в туннеле их подразделяют на напорные и безнапорные. Транспортные и канализационные туннели могут быть только безнапорными.

Тип туннеля выбирают с учетом назначения туннеля и условий его возведения и работы.

На территории нашей страны туннельное строение известно с глубокой древности. Сохранились следы древних водоводов в скалах на юге Киргизии, в Туркмении, в Таджикистане и других районах. Первый водосбросный туннель был построен в XVIII в. у Змеиной горы (Урал) русским гидротехником К. Д. Фроловым. К настоящему времени построено более 200 км гидротехнических туннелей. Темпы туннельного строительства постоянно нарастают. Построены крупные по размерам туннели, например на Токтогульском гидроузле в Киргизии площадью поперечного сечения 200 м². Дангаринский ирригационный туннель имеет длину 13,5 км.

Поперечные сечения гидротехнических туннелей. Площадь поперечного сечения туннеля определяют гидравлическим расчетом по обычным формулам гидравлики. При расчете деривационных туннелей среднюю скорость в туннеле принимают на основе технико-экономических расчетов. Обычно скорости принимают в пределах 1,5...4 м/с. Возможно увеличение шероховатости внутренней поверхности бетона в туннеле из-за наростов микроорганизмов и отложения солей со временем.

По производственным условиям не применяют поперечные сечения шириной меньше 1,5 м и высотой меньше 1,8 м.

Форму поперечного сечения туннеля принимают, исходя из инженерно-

геологических, гидравлических условий и возможностей производства работ малой стоимости. Туннельная выработка изменяет напряженное состояние окружающей породы и обуславливает возникновение в ней растягивающих напряжений, приводящих к деформации породы и при недостаточной ее прочности — к обрушению кровли выработки и выпучиванию боковых стенок. Для предотвращения указанных нежелательных явлений по контуру выработки при проходке устраивают временную крепь, которая в дальнейшем заменяется обделкой, воспринимающей давление деформирующейся породы.

Горное давление. Оно зависит от многих факторов: физико-механических свойств пород; геологических и гидрогеологических условий района строительства; формы и размеров поперечного сечения выработки; расположения оси трассы (горизонтальное, наклонное, вертикальное); времени от момента завершения выработки до установки обделки. Горное давление может развиваться как вертикально, так и под некоторым углом или перпендикулярно боковым стенкам (боковое горное давление).

Значение горного давления можно определить лишь приближенными методами для проведения предварительных расчетов; точных теоретических решений нет. При проектировании ответственных и крупных объектов значение и характер горного давления определяют экспериментально в опытных выработках. Имеются также лабораторные методы определения горного давления. Существующие приближенные теоретические методы определения горного давления, действующего на обделку, основываются на различных предположениях. Наибольшее распространение получил метод расчета по своду обрушения с использованием теории сыпучих тел с введением кажущегося коэффициента трения (коэффициента крепости породы $f_{кр}$), учитывающего, кроме сил трения, силы сцепления в горной породе (в грунте), предложенного М. М. Протоdjяконовым. Значение $f_{кр}$ изменяется в широких пределах: от 0,3...0,6 для песка, супеси; до 20 и более для прочных скальных пород.

При определении горного давления М. М. Протоdjяконовым рассмотрены

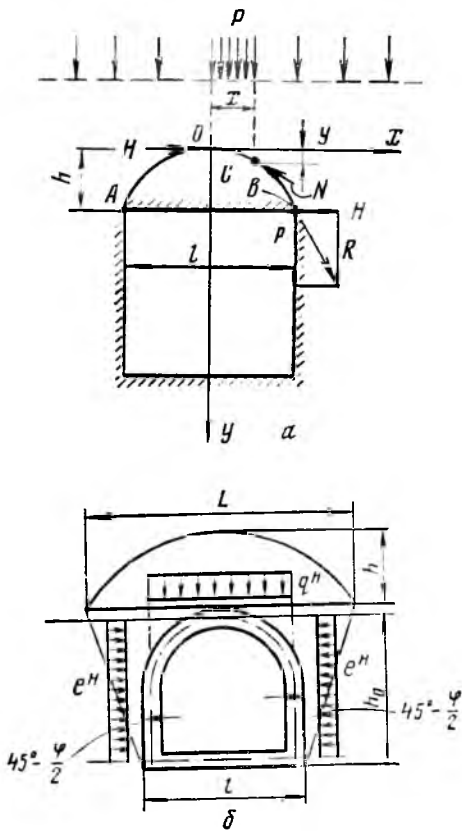


Рис. 8.30. Схемы к расчету горного давления.

две схемы горного давления: 1) для крепких пород, когда боковое давление практически отсутствует или весьма мало; 2) для слабых пород, когда, кроме вертикального давления, имеется и боковое.

По первой схеме (рис. 8.30, а) предполагается, что над прямоугольной туннельной выработкой шириной l часть породы придет в движение (только со стороны кровли) и обрушится на высоту h ; по линии AOB обрушение прекратится, образуется естественный свод (свод давления). Вертикальное горное давление в этом случае выразится весом породы в объеме AOB . Форму свода можно определить приближенно из условия равновесия его под равномерной вертикальной нагрузкой p вышележащей породы в предположении отсутствия моментов в своде, то есть наличия только центрального сжатия N , так как на границе обрушения породы растягивающее напряжение отсутствует. Рассмотрим условие равновесия произвольно выделенного участка OC , к которому при-

ложены сила распора H и продольная сила N , заменяющая действие отброшенных частей свода. Условие равновесия может быть выражено равенством нулю суммы моментов всех сил, действующих на участок свода OC относительно точки O :

$$Hy = px^2/2 = 0, \quad (8.1)$$

откуда

$$y = px^2/(2H). \quad (8.2)$$

Следовательно, свод обрушения AOB очерчен по параболе.

Для определения распора H рассмотрим условия прочности пят свода A и B . В пяте B , например, действует распор H и вертикальная реакция $P=0,5 pl$. Для обеспечения устойчивости свода необходимо соблюдение соотношений:

$$H \leq f_{кр} P, \text{ или } H \leq 0,5plf_{кр}. \quad (8.3)$$

Приняв двойной запас прочности, как это делается в расчетах, получим:

$$H = 0,5 \cdot 0,5plf_{кр} = 0,25plf_{кр}. \quad (8.4)$$

Заменяв в формуле (8.2) значение H по выражению (8.4), получим:

$$y = 2x^2/(f_{кр} l). \quad (8.5)$$

При $x=0,5l$ и $y=h$ высота параболического свода, характеризующая горное давление, будет равна:

$$h = l^2/(2f_{кр} l) = l/(2f_{кр}). \quad (8.6)$$

Тогда вертикальное горное давление Q , действующее на горизонтальную крешь (или обделку), приходящееся на единицу длины (1 м туннеля), определится как масса свода обрушения, то есть как произведение площади параболы AOB $\omega = 2/3 lh$ на плотность породы $\gamma_{п}$:

$$Q = \gamma_{п} \omega = \gamma_{п} (2/3) lh = \gamma_{п} l^2/(3f_{кр}). \quad (8.7)$$

Среднее значение удельного равномерного вертикального горного давления равно:

$$q = \gamma_{п} l/(3f_{кр}). \quad (8.8)$$

Значения $f_{кр}$ приведены в нормативных документах [83].

В мягких породах возможно образование боковых плоскостей обрушения (рис. 8.30, б), вследствие чего ширина свода обрушения увеличивается до значения L , которое можно выразить зависимостью:

$$L = l + 2h_0 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2), \quad (8.9)$$

где l — пролет выработки; h_0 — высота выработки; φ — угол внутреннего трения, обычно $\varphi = \arctg f_{кр}$.

Высоту h свода давления в этом случае определяют, как и для первой схемы, с учетом нового значения пролета свода давления:

$$h = L \cdot (2f_{кр}). \quad (8.10)$$

Если расстояние от кровли выработки до поверхности земли больше двух высот свода давления, нормативное вертикальное горное давление q^H в слабых породах с $f_{кр} < 4$ [83] принимают равномерно распределенным и определяют по зависимости:

$$q^H = \beta \gamma_n h, \quad (8.11)$$

где h — по формуле (8.10); $\beta = 0,7$ при $l \leq 6$ м; $\beta = 1$ при $l > 6$ м.

Боковое нормативное давление e^H в этом случае принимают равномерно распределенным с интенсивностью (см. рис. 8.30, б):

$$e^H = \gamma_n (h + 0,5h_0) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (8.12)$$

Значение вертикального горного давления в породах с $f_{кр} > 4$ принимают равным весу породы в объеме нарушенной зоны. При этом, если $l < 6$ м, как правило, принимают $e^H = 0$, то есть нормальное вертикальное горное давление определяют по формуле (8.8), как для первой схемы (см. рис. 8.30, а).

Если при $f_{кр} > 4$ и пролет $l \geq 6$ м, принимают [83]:

$$q^H = \gamma_n h_n, \quad (8.13)$$

где h_n — глубина нарушенной зоны, определяемая в предварительных расчетах по формуле:

$$h_n = k_1 l; \quad (8.14)$$

k_1 — коэффициент, определяемый по таблице 8.2 [83].

8.2. Определение коэффициента k_1

Группа пород с коэффициентом крепости $f_{кр}$	Степень трещиноватости пород		
	слаботрещиноватые	трещиноватые	сильнотрещиноватые
4	0,20	0,30	0,40
5 . . . 9	0,10	0,20	0,30
10 и выше	0,05	0,10	0,15

Горизонтальное горное давление в сильнотрещиноватых породах с $f_{кр} > 4$ принимают интенсивностью $e^H = 0,1 \gamma_n h_0$, с $f_{кр} = 4$ определяют по формуле (8.12).

Если высота стен туннеля больше 6 м, горизонтальное горное давление при скальных породах надо определять из условия предельного равновесия отдельных скальных блоков, отсеченных трещинами [89].

При закреплении выработок (анкерами, железобетонными арками, набрызг-бетоном) горное давление на обделке туннеля не должно учитываться независимо от типа горной породы. Если туннель имеет заглубление менее двойной высоты свода, то горное давление принимают равным весу толщи породы над ним.

Условия работы, особенности устройства и выбор формы сечения туннелей. Безнапорные туннели строят тогда, когда колебания уровней в головке туннеля невелики и когда это выгодно по гидравлическим и экономическим условиям. Максимальной пропускной способностью обладают туннели, имеющие в части, заполненной водой, круглую или прямоугольную со скругленными углами форму сечения. При выборе формы сечения безнапорных туннелей рекомендуется руководствоваться следующим:

для туннелей небольших размеров в прочных скальных породах с незначительным горным давлением и отсутствием бокового давления (при $f_{кр} \geq 8$) наиболее предпочтительно прямоугольное сечение (рис. 8.31, а);

при небольшом вертикальном горном давлении и отсутствии бокового давления ($8 > f_{кр} > 4$) предпочтительно корытообразное с полукруглым сводом сечение (рис. 8.31, б);

при большом вертикальном горном давлении, небольшом боковом давлении и незначительном колебании уровня воды в туннеле рекомендуется подьемистое с верхним сводом малого радиуса и криволинейными стенками сечение (рис. 8.31, в);

при значительном вертикальном и боковом горном давлении и при наличии давления пород снизу ($f_{кр} < 2$) рекомендуется подковообразное (коробовое) сечение (рис. 8.31, г);

при наклонном или переменном напластовании горных пород, наличии значительного напора грунтовых вод и щитовом способе проходки предпочтительно круглое сечение.

Минимальные размеры туннелей в свету рекомендуется принимать [83]: при наличии обделки $d = 2$ м и без об-

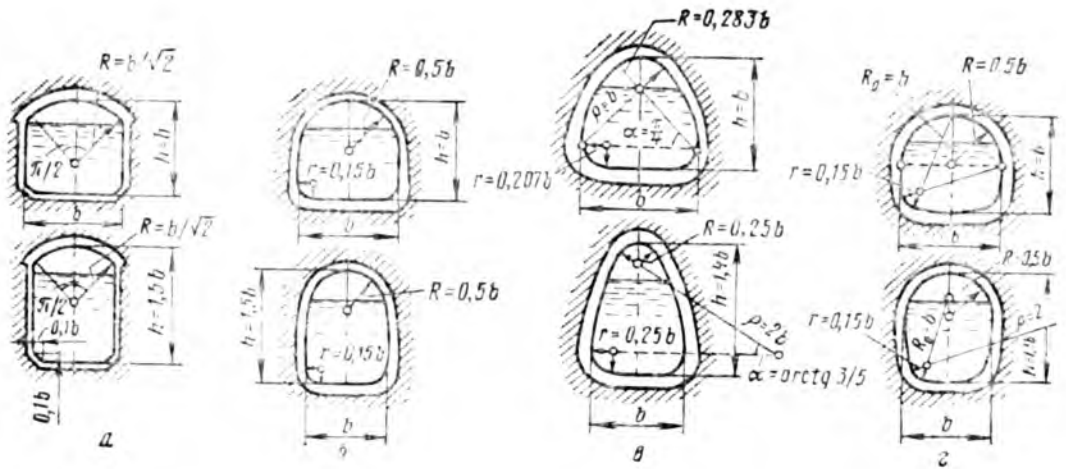


Рис. 8.31. Типы поперечных сечений безнапорных туннелей:

а — прямоугольное с пологим сводом; б — корытообразное с полукруглым сводом; в — подъемистое с криволинейными стенками; г — подковообразное (коробовое).

делки для сечений (см. рис. 8.31) $b = 2$ м и $h = 2,5$ м; для круглого сечения $d = 2,5$ м. Расстояние от поверхности воды до шельги свода туннеля при скорости движения воды и установившемся движении до 10 м/с должно быть не меньше 0,07 высоты туннеля в свету (но не менее 0,4 м) при условии подвода воздуха в воздушную зону. При больших скоростях это расстояние обосновывают исследованиями.

Напорные туннели применяют в случаях, когда пьезометрическая линия проходит с некоторым запасом выше шельги свода туннеля при любом уровне воды питающего водоема, а также когда по топографическим и геологическим условиям их строить экономически выгоднее.

Для напорных туннелей характерно значительное внутреннее гидростатическое давление, обделка работает обычно на растяжение. При больших напорах наилучшая форма поперечного сечения напорного туннеля — круглая. В производственном отношении круговая форма выработки более сложна, чем, например, выработка с вертикальными стенками. Выбор формы сечения окончательно решается на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Типы и основы статического расчета обделок. В целях удержания стенок и потолка выработки от обрушений, предохранения скалы от разрушающего воздействия воды и воздуха, уменьшения шероховатости как безнапор-

ные, так и напорные туннели делают с обделкой. При этом в прочных и устойчивых породах обделка туннелей предназначаются лишь для уменьшения шероховатости и водопроницаемости, то есть они здесь являются только облицовками. Их выполняют из монолитного или набрызг-бетона.

В слаботрециноватых прочных породах при скорости течения воды менее 10 м/с в безнапорных туннелях обделку не делают [83]. Для уменьшения шероховатости поверхности туннеля рекомендуется применять гладкое взрывание. Допускается проектировать без обделки и напорные туннели, если глубина заложения их не меньше половины значения внутреннего напора.

Конструкцию обделки в каждом отдельном случае выбирают в соответствии с инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями трассы и в зависимости от размеров и формы поперечного сечения туннеля, условий его эксплуатации и условий производства работ при его проходке.

Обделки из натуральных камней и кирпича (или в виде армо-кирпичной кладки) практически не применяют.

Бетонные обделки применяют в плотных, малодеформирующихся породах с малой и средней крепостью и с умеренным горным давлением. Обделку устраивают по всему периметру туннеля (рис. 8.32, а) или только в верхней части, а в нижней возводят выравнивающую облицовку (рис. 8.32, б).

Железобетонные обделки применяют в слабых породах, когда растяги-

вающие напряжения в бетоне превосходят допускаемые, при значительном горном давлении и больших сечениях (рис. 8.32, *в*). Их выполняют монолитными из армированного набрызг-бетона и сборными из отдельных блоков или (при пролетах до 3 м) цельнозакмнутых колец. В породах слаботрециноватых или слоистых несущую способность обделки из набрызг-бетона можно увеличить установкой анкеров. Если в обделке искусственно создать сжимающие напряжения, равные или близкие по значению растягивающим напряжениям от эксплуатационных нагрузок, это приведет к повышению их трещиностойкости, водонепроницаемости, увеличению срока службы и к уменьшению толщины, что особенно важно для напорных туннелей как в части уменьшения объема горной выработки, так и их стоимости. Начальное напряженное состояние обделки можно создать различными способами, что обуславливает и особенность конструкции обделки. По этому признаку обделки делятся на:

напряженно-армированные и бандажированные, в которых сжимающие напряжения обеспечиваются натяжением арматуры или бандажей (рис.

8.33, *г*), размещенных по наружной поверхности.

обжатые, в которых начальные напряжения обеспечены без использования арматуры — нагнетанием цементного раствора в специальный зазор между обделкой и выравнивающим слоем бетона либо вдавливанием обделки в породу (рис. 8.33, *в*). При обжатии цементный раствор нагнетают под высоким давлением — 0,4 МПа и более, в 1,5 раза и больше будущего напора в туннеле. Предварительно-напряженные обделки могут быть как монолитными, так и сборными.

Иногда, при высоких напорах, применяют комбинированные обделки, представляющие как бы два кольца: внутреннее (железобетонное, железобетонное или стальное) и внешнее (бетонное или железобетонное — монолитное либо сборное из блоков или тюбингов). Примеры сборных и предварительно-напряженных обделок представлены на рисунке 8.33. Для снижения давления подземных вод на обделку выполняют дренаж в виде продольных дрен под туннелем или поперечных дрен.

Применяют и другие конструкции обделок. Так, в случае больших напо-

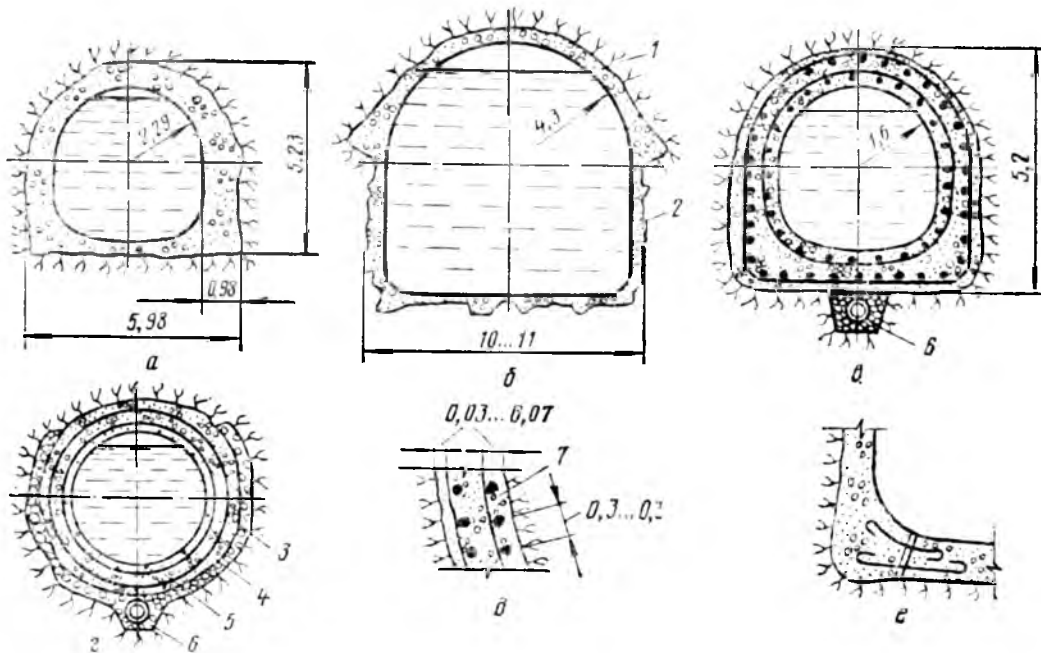


Рис. 8.32. Обделки безнапорных туннелей:

а — бетонная; *б* — в верхней части — бетонная, в нижней — облицовка; *в* — железобетонная с двойной арматурой; *г, д* — напряженно-армированные и бандажированные; *е* — конструктивные оформление шва; 1 — облицовка; 2 — облицовка; 3 — поперечная и продольная дренажи; 4, 5 — внешнее бетонное и внутреннее железобетонное кольца; 6 — продольная дрена, 7 — рабочая арматура.

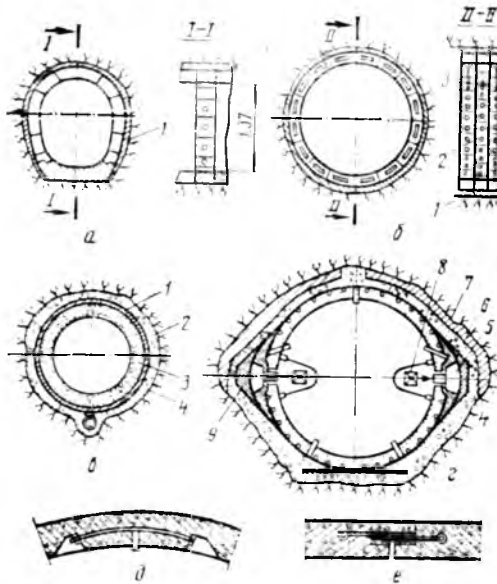


Рис. 8.33. Сборные и предварительно напряженные обделки:

а, б — из отдельных блоков; в — обжатая комбинированная обделка с внешним бетонным кольцом 4; г — бандажированная обделка напорного туннеля; д — стык с натяжной арматурой; е — эластичный стык; ж — отверстия для сборки и нагнетания цементного раствора 1; з — кольцо; и — трибонидный вкладыш; к — трубка для нагнетания цементного раствора 9; л — трос (бандаж) с натяжением 1200...1400 кН в плоских коробках; м — домкрат.

ров, когда от облицовки требуется полная водонепроницаемость, даже в устойчивых и прочных породах прибегают к устройству металлических облицовок из стали толщиной 4...5 мм и более с наружным бетонным или железобетонным кольцом. Применяют обделки с эластичной водонепроницаемой прокладкой — из плит-оболочек с гибкой волнистой прокладкой из металлопласта (тонкая листовая малоуглеродистая сталь, обклеенная с обеих сторон пленкой из поливинилхлорида). Такие обделки применяют, когда цементацией удастся создать вокруг туннеля водонепроницаемую зону породы. Несущие обделки гидротехнических туннелей проектируют как трещиностойкими, так и не трещиностойкими с допуском раскрытия трещин. Обычно бетонные и железобетонные обделки проектируют нетрещиностойкими, если фильтрация из туннеля не создает опасности снижения долговечности обделки и устойчивости горного массива и допустима по энергетическим соображениям. Трещиностойкие обделки применяют в породах, подверженных суффозии, выщелачиванию и при наличии воды с гидрокарбо-

натной щелочностью менее 0,25 мг-экв/л.

Для определения размеров обделки проводят статические расчеты. За основные силы, действующие на обделку, принимают горное давление, собственный вес обделки, зависящий от ее толщины δ , которую предварительно назначают по аналогии с имеющимися туннелями или по графикам (рис. 8.34 — для безнапорных и рис. 8.35 — для напорных туннелей) в зависимости от ширины туннеля в свету b . На графиках по оси абсцисс откладывают коэффициент крепости пород $f_{кр}$ по М. М. Протодяконову, а по оси ординат — отношение толщины обделки δ к ширине туннеля в свету b . При определении толщины обделки δ напорного туннеля необходимо учитывать их отличие от безнапорных, заключающееся в том, что напорные туннели находятся под внутренним давлением воды наряду с воздействием других сил. Существенную роль в работе обделки поэтому играет упругий отпор породы, в которой расположен туннель. Используя график (см. рис. 8.35, а), по значению коэффициента упругости отпора K определяют долю n внутреннего гидростатического давления p , воспринимаемую обделкой. Определив числовое значение давления, воспринимаемого обделкой $p_0 = np$, для заданного коэффициента крепости породы $f_{кр}$ по графику (см. рис. 8.35, б) находят толщину обделки в долях от диаметра туннеля d . Минимальная толщина обделок бетонных монолитных и железобетонных с однорядной арматурой 20 см, с двухрядной арматурой 25 см, из набрызг-бетона несущих 10 см, выравнивающих и из железоторкрета 5 см.

Статические расчеты обделок гидротехнических туннелей проводят в соответствии со СНиП по предельным состояниям — по несущей способности;

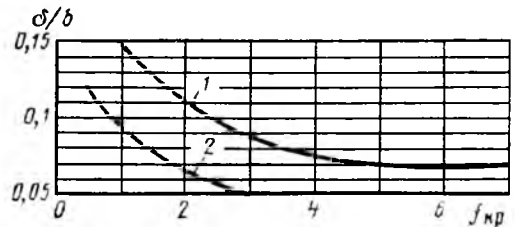


Рис. 8.34. График для предварительного определения относительной толщины δ обделки безнапорного туннеля:

1 — из бетона; 2 — из железобетона.

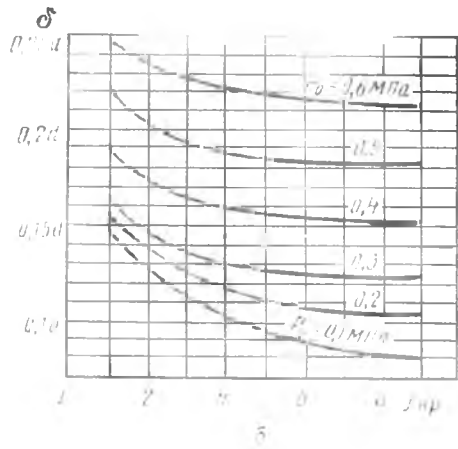
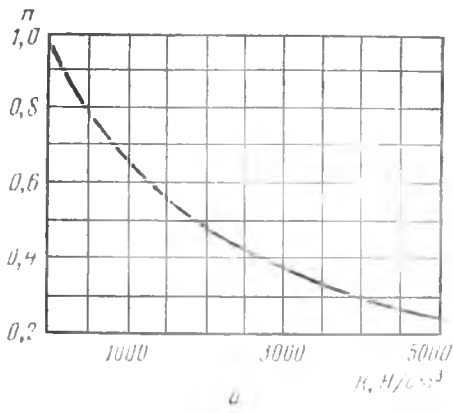


Рис. 8.35. Графики для предварительного определения толщины обделки напорного туннеля.

на трещиностойкость, если трещины не допускаются, или на раскрытие трещин, если это допустимо по условиям долговечности обделки, сохранности массива породы и фильтрационного расхода из туннеля [83]. Существует много способов расчета напряженно-деформированного состояния обделок (определения усилий в них), основанных как на методах строительной механики, так и на методах теории упругости. Все большее применение получает метод конечных элементов. Расчеты осуществляют на ЭВМ. Эти методы можно разделить на три группы: взаимодействие между породой и обделкой не учитывают, обделку рассчитывают на заданные нагрузки; нагрузку от породы разделяют на активную и пассивную (отпор), горное давление считают заданным, а отпор определяют расчетом; нагрузку на обделку определяют из решения контактной задачи о взаимодействии обделки и горной породы. Рекомендации по выбору метода расчета обделки в зависимости от ее типа и инженерно-геологических условий приведены в [83].

Расчеты обделок безнапорных туннелей. Если в скальной породе отсутствует боковое давление ($f_{\text{кб}} > 4$) и по боковым стенкам и дну предусмотрена только выравнивающая обделка (см. рис. 8.32, б), расчет обделки сводится к расчету упруго заделанного в пятах свода на вертикальное горное давление и давление грунтовых вод. Для тех же условий, но при наличии сплошной обделки примерно одинаковый (по периметру) толщины (см. рис. 8.32, а) расчет обделки можно вы-

полнить по расчлененной схеме, то есть выделяют отдельно рабочий свод с центральным углом 120° , который рассчитывают на вертикальное горное давление. Выделение в расчете свода обусловлено наблюдаемыми в практике схемами обрушения.

Если на обделку действует также и боковое горное давление — при подковообразном сечении (см. рис. 8.31, б), ее расчет проводят более точно, как для замкнутого контура. При этом рассматривается подъемистый свод (свод с боковыми стенками), упруго заделанный в нижний лоток, лежащий на упругом основании (метод Г. Г. Зурбова и О. Е. Бугаевой).

Упругий отпор породы и трение по поверхности учитывают на той части контура обделки, которая в расчетной схеме действия сил получает перемещение в сторону породы; в очень слабых, неустойчивых породах упругий отпор не учитывают.

Расчет обделок напорных туннелей. Поперечное сечение напорного туннеля, как уже отмечалось, обычно имеет вид круга.

Расчет однослойных кругов обделки на внутреннее гидростатическое давление p с учетом упругого отпора породы можно проводить по формулам Б. Г. Галеркина для цилиндрической трубы, работающей на растяжение в упругой среде с коэффициентом упругого отпора k . Нормальные напряжения σ в точке с радиусом r , значение которого изменяется в пределах $r_{\text{вн}} \leq r \leq r_{\text{н}}$ ($r_{\text{вн}}$, $r_{\text{н}}$ — соответственно внутренний и наружный радиусы обделки), при этом будут:

$$\sigma = p \{1 - N + (r_{\text{н}}/r)^2 [1 + N(1 - 2\mu)] / \{t^2 - 1 + N\} [t^2(1 - 2\mu) + 1]\}, \quad (8.15)$$

где $N = kr_{\text{н}}(1 + \mu)/E$; μ — коэффициент Пуассона материала обделки; E — модуль его упругости; $t = r_{\text{н}}/r_{\text{вн}}$.

Для слабых пород $k=0$ и $N=0$.

С. К. Шаншиев несколько изменил формулу (8.15), введя вместо коэффициента упругого отпора k массива породы по поверхности выработки радиусом $r_{\text{н}}$ коэффициент удельного упругого отпора k_0 при радиусе $r_0 = 100$ см. При этом $k = 100 k_0/r_{\text{н}}$. Он получил:

$$\sigma = p[(r_{\text{н}}/r_{\text{вн}})^2 + A]/[(r_{\text{н}}/r_{\text{вн}} - A)], \quad (8.16)$$

где $A = [0,01E - (1 + \mu)k_0]/[0,01E + (1 + \mu)(1 + 2\mu)k_0]$.

Отсюда можно получить значение радиуса:

$$r_{\text{н}} = r_{\text{вн}} \sqrt{A(\sigma + p)/(\sigma - p)} \quad (8.17)$$

и толщину обделки:

$$\delta = r_{\text{н}} - r_{\text{вн}} = r_{\text{вн}} \left(\sqrt{A(\sigma + p)/(\sigma - p)} - 1 \right). \quad (8.18)$$

Значение k_0 для пород с коэффициентом крепости $f_{\text{кр}} = 1,5 \dots 12$ вычисляют по зависимости В. А. Славинского: $k_0 = 50\alpha f_{\text{кр}}$, где α находится в пределах $0,8 \dots 1,2$ (первые значения принимают при значительной трещиноватости породы, второе — при малой трещиноватости).

Расчет круговой однослойной обделки на вертикальное и боковое горное давление, собственный вес обделки, давление воды, заполняющей туннель без напора, и на давление подземных вод осуществляют по методу О. Е. Бугаевой с учетом упругого отпора породы, но без учета трения. Упругий отпор породы принимают действующим по нижней и средней частям обделки с центральным углом 270° .

После проведения расчетов от различных нагрузок полученные напряжения суммируют.

В замке обделки круглого сечения туннелей, проложенных в слабых грунтах, от воздействия горного давления, собственного веса и внутреннего гидростатического давления появляются растягивающие напряжения. В круглых сечениях можно делать прямую горизонтальную вставку, в которой момент от гидростатического давления,

имеющий обратный знак по отношению к моменту от горного давления и собственного веса, приблизительно уравнивает его (С. К. Шаншиев).

Расчет двухслойных (комбинированных) обделок состоит из двух частей: расчета наружной обделки на внешнее давление и расчета двухслойной обделки на внутреннее.

Входные и выходные оголовки туннеля (порталы). Место, где кончается подходная к туннелю выемка и начинается туннель в лобовом откосе выемки, называется *врезкой туннеля*, а постоянное сооружение по обделке врезки — *порталом* или *оголовком*. В каждом туннеле имеются два портала — входной и выходной, которые служат для создания плавного подхода к туннелю и от него к дальнейшей части водовода, гашения избыточной энергии потока, выходящего из туннеля, регулирования расхода, закрепления концевых участков обделки и в других целях.

Основные элементы портала — подпорная стенка для поддержания откоса горного массива (см. рис. 8.29), подпорные стенки, ограждающие боковые откосы врезки, и в некоторых случаях дополнительная стенка для направления потока к portalу и предупреждения косогорной части массива от размыва. Поверхность подводящего и отводящего каналов у порталов укрепляют против размыва на соответствующую длину. За низовыми подпорными стенками обычно устраивают дренаж.

Конструкции порталов могут быть различными; например, выходной портал безнапорного туннеля отличается от портала напорного и оснащенного конусными затворами и т. д.

Некоторые вопросы проектирования. *Трассу туннелей и его высотное положение* выбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов. При этом назначают варианты трассы с наиболее благоприятными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями, по возможности в крепких породах без значительного горного давления и тектонических нарушений, оползней, карста, притока грунтовых вод, благоприятных в санитарном отношении, а также конкурирующих по производству работ и экономическим показателям.

В плане трасса туннеля должна

и сопрягающих подпорных стенок, что обеспечивает независимость осадки отдельных частей перепада и их благоприятное термонапряженное состояние. Конструктивно отдельные элементы перепадов мало отличаются от элементов других сооружений на каналах. Боковые и сопрягающие стенки — это обыкновенные гравитационные подпорные стенки, и их проектируют в соответствии со СНиП II-55—79. Они могут быть массивные, уголковые, контрфорсные и ячеистые. В необходимых случаях применяют заанкеренные (одной или несколькими тягами) подпорные стенки. Пазухи подпорных стенок засыпают грунтом из полезных выемок или карьеров. В качестве засыпок не допускается (или допускается лишь в отдельных местах) применять пылеватые и глинистые грунты. Для понижения уровня воды за стенкой, снижения фильтрационного противодействия на подошву фундаментной плиты, обеспечения необходимой суффозионной устойчивости грунтов засыпки и основания предусматривают застенные дренажные устройства, соединенные между собой поперечными дренами и оборудованные специальными коллекторами, выводящими воду из дренажей в перепад или в отводящий канал за ним.

Поверхности подпорных стенок, подвергающиеся волновым и ударным воздействиям потока, истиранию наносами и льдом и др., облицовывают материалами повышенной прочности и износоустойчивости. Расчет подпорных стенок на прочность и устойчивость выполняют согласно требованиям соответствующих глав СНиП. Наружную грань сопрягающих подпорных стенок, обращенную к водобойному колодцу, делают вертикальной или слегка наклонной (рис. 8.37, б). Длина ступеней должна быть такой, чтобы они хорошо вписывались в продольный рельеф. Истечение через стенки в концевых частях ступеней должно быть неподтопленным, чтобы движение потока на перепаде не стало таким как на быстротоке с искусственной шероховатостью. Входную часть перепада выполняют регулируемой (с затворами) или нерегулируемой, например с щелевым водосливом (рис. 8.37, а). Последний позволяет поддерживать в подводящем канале при всех расходах глубины, близкие к глуби-

нам равномерного движения. Концевую часть устраивают в виде водобоев различных конструкций. Основные принципы проектирования таких устройств изложены в главе 4.4.

Для сокращения длины ступеней и уменьшения глубины выемок применяют *полунапорные* перепады (см. рис. 6.9, б, в). Они отличаются от открытых тем, что имеют участки напорного движения, создаваемые поперечными стенками или балками, располагаемыми позади водосливной стенки в конце ступени. Ширина полунапорных перепадов ограничивается условиями прочности и жесткости плиты (создающей напорное истечение сбросной струи) или расщепительной балки.

Напорные (закрытые) перепады применяют в тех случаях, когда сопряжение бьефов осуществляется на очень крутых склонах и при значительных перепадах отметок. Напорный перепад представляет собой шахту (рис. 8.38) или трубу. В некоторых случаях целесообразно устраивать *перепад-быстроток*, представляющий собой комбинацию этих сооружений.

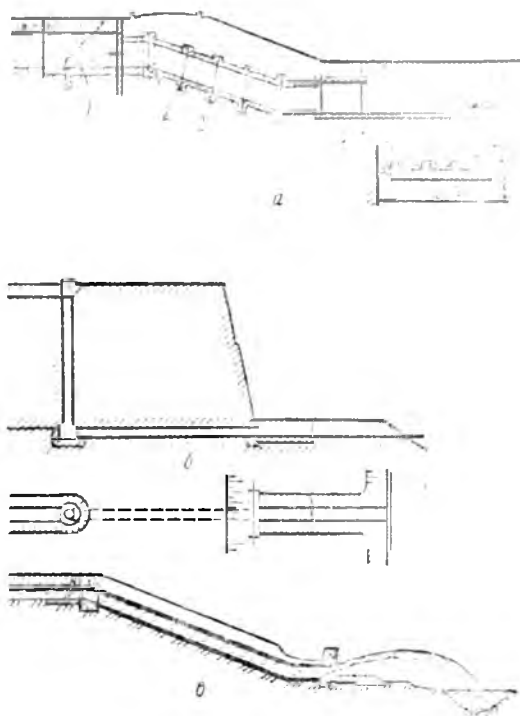


Рис. 8.38. Перепады:

а — напорный; б — шахтный; в — трубчатый консольный; 1 — входной оголовок; 2 — стык на переломе; 3 — звенья трубы; 4 — насадок; 5 — выходной оголовок с шандорным гасителем; 6 — элемент шандорного гасителя (цифрами указаны размеры в процентах).

При выборе конструкции и гидравлических расчетах ступеней следует учитывать, что увеличение высоты падения струи, сбрасываемой со ступени на ступень, приводит к увеличению длины ступени и стенки в ее конце. В этом случае число ступеней будет уменьшаться, а условия размещения длинных ступеней на склоне — усложняться. Для определения параметров шахтных и напорных трубчатых перепадов используют соответствующие методы гидравлических расчетов.

8.4.4. Консольные перепады

Конструктивно консольный перепад (рис. 8.39) представляет собой быстроток, концевая часть которого выполнена в виде консоли (консольного свеса). Сопряжение бьефов в концевой части осуществляется по типу отброшенной струи с гашением энергии потока в воронке размыва. Целесообразность применения такого перепада (вместо конкурирующего с ним быстротока или ступенчатого перепада) устанавливают по результатам технико-экономического сравнения вариантов. Входная и транзитная части консольного перепада по конструкции мало отличаются от аналогичных частей быстротоков. Конец быстротока у консольных перепадов устраивают в

виде лотка, размещенного над землей на заглубленных в грунт опорах. Лоток завершается консольным участком (консольным свесом), также расположенным на опорах.

Для обеспечения необходимого отлета струи консоль выполняют горизонтальной или с обратным уклоном. Конструктивно консоль представляет собой железобетонный лоток, жесткость которого обеспечивается специальной системой продольных и поперечных балок, связанных с дном и бортами. Служебные мостики могут быть расположены по бокам бортов в виде боковых консольных свесов. В связи с тем что борта лотка выполняют как несущие балки, их верхние и нижние торцы делают с армированными утолщениями — балками. Для уменьшения удельных сбросных расходов консоли выполняют расширяющимися в плане, с расщепителями, растекателями или направляющими стенками. Опоры консольных свесов представляют собой систему железобетонных колонн или свай, заложение фундаментов или башмаков которых назначают с учетом предполагаемой глубины воронки размыва. При проектировании концевой части консольных перепадов необходимо предусматривать различные мероприятия, снижающие размыв и повышающие надеж-

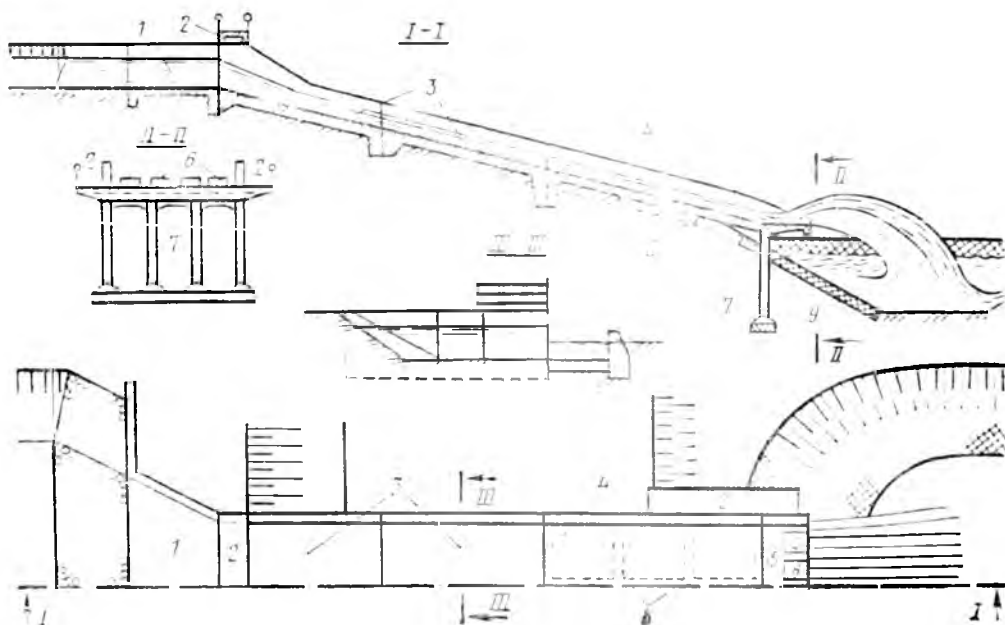


Рис. 8.39. Консольный перепад:

1 — вход; 2 — служебный мостик; 3 — бетонный лоток; 4 — железобетонный лоток; 5 — консоль; 6 — трамплины; 7 — рамная опора; 8 — балки жесткости; 9 — габионное крепление.

ность ее работы. Разработаны типовые проекты консольных перепадов, которые широко применяют в водохозяйственном строительстве (рис. 68, 69).

8.4.5. Выбор типа сопрягающего сооружения

Тип сопрягающего сооружения выбирают с учетом местных условий на основе технико-экономического сравнения вариантов. Предварительные соображения, позволяющие выбирать тип такого сооружения на начальных стадиях проектирования, сводятся к следующему.

Быстротоки целесообразны на склонах с $i < 0,2$. При больших уклонах предпочтение отдают перепадам, а на обрывистых участках склонов — консольным перепадам. При глубоком залегании грунтовых вод можно приме-

нить любое сооружение, а при неглубоком — быстроток или консольный перепад. При наличии в основании размываемых грунтов следует устраивать ступенчатый перепад, в их концевых частях скорости имеют наименьшее значение. В эксплуатации менее требовательны перепады — их следует лишь периодически осматривать и ремонтировать. При прочих равных условиях наименьшую стоимость имеет консольный перепад, а наибольшую — перепад — наиболее массивное и материалоемкое сооружение.

8.4.6. Особенности сооружений, возводимых на пучинистых и просадочных грунтах и в условиях вечной мерзлоты

В суровых зимних климатических условиях часто наблюдается морозное пучение грунтов оснований гидротех-

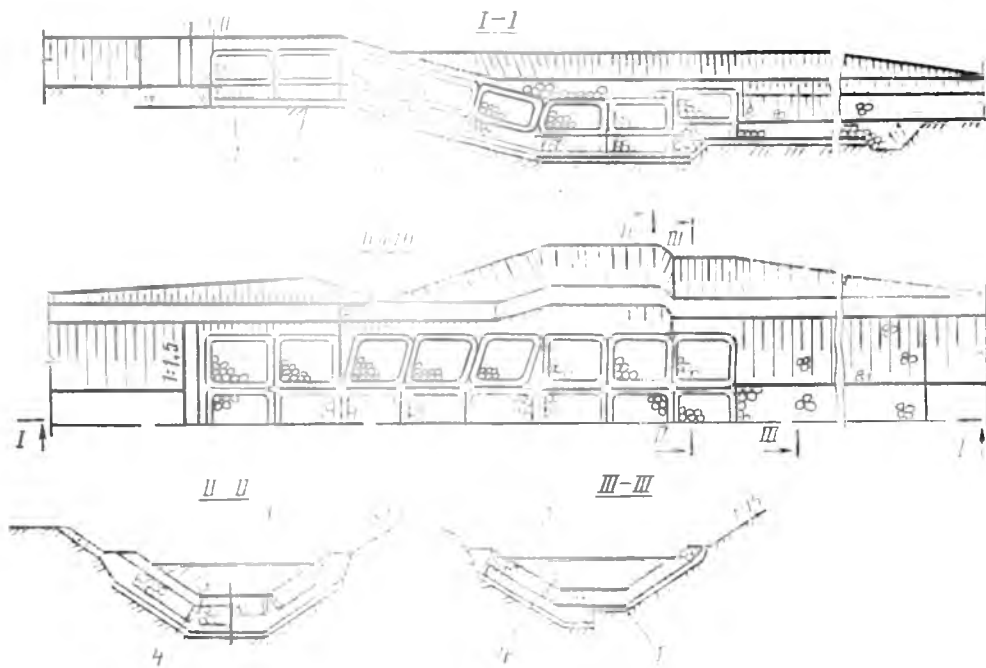


Рис. 8.40. Быстроток для пучинистых грунтов:

1 — песчано-гравийная подготовка; 2 — каменная наброска; 3 — полые железобетонные ящики; 4 — обратный фильтр.

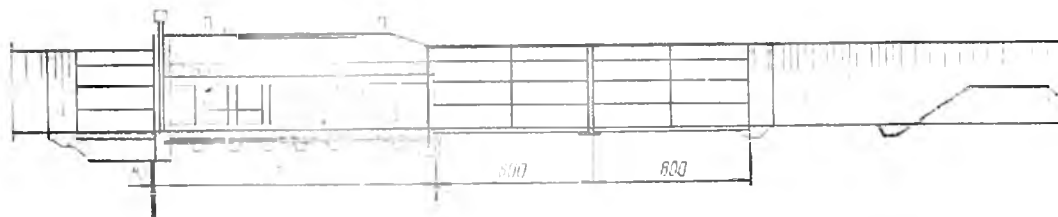


Рис. 8.41 Трубчатый регулятор, совмещенный с переездом, для просадочных грунтов.

нических сооружений — способность этих грунтов увеличиваться в объеме при промерзании. При оттаивании их поверхность деформируется, возникает течение на склонах и др.

Нормальные и касательные силы морозного пучения зависят от свойств грунтов, их сжимаемости, а также от жесткости конструкций, оказывающих на эти грунты внешнее давление. Значения этих сил определяются в соответствии со СНиП II-15—74 [98].

При строительстве мелиоративных сооружений на пучинистых грунтах возможны три решения: 1) замена пучинистого грунта на $\frac{2}{3}$ глубины промерзания непучинистым; 2) применение конструкций, состоящих из шарнирно сочлененных элементов, допускающих значительное смещение их относительно друг друга без нарушения условий надежной эксплуатации сооружения; 3) использование конструкций сооружений, при которых исключаются повышенная влажность грунта и морозное пучение (свайные фундаменты, порталные оголовки с горизонтальной плитой, интенсивное дренирование основания и т. д.).

Примером такого сооружения служит быстроток, состоящий из гибких элементов — полых ящиков, распола-

гаемых на слое обратного фильтра (рис. 8.40).

К просадочным относятся лёссовые грунты, подвергающиеся интенсивным просадкам и уплотнению при увлажнении. Допустимые просадки устанавливаются соответствующими методами. Гидротехнические сооружения, возводимые на просадочных грунтах, устраивают на искусственных или естественных основаниях. Искусственные основания создают предварительным замачиванием грунта, устройством подушек из уплотненных лессов. При строительстве сооружений на естественных основаниях используют свайные фундаменты, а также конструкции, допускающие смещения отдельных элементов без нарушения условий надежной эксплуатации всего сооружения (рис. 8.41).

Сооружения, возводимые в районах вечной мерзлоты, следует проектировать с учетом двух возможных принципов их работы: 1) сохранение основания на протяжении всего периода эксплуатации в мерзлом состоянии; 2) обеспечение такого основания на протяжении всего периода эксплуатации сооружения. Методы расчетного обоснования таких сооружений приведены в специальной литературе.

Раздел 9. ЗАТВОРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

9.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕХАНИЧЕСКОМ ОБОРУДОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

9.1.1. Общие понятия и состав механического оборудования гидротехнических сооружений

Механическое оборудование гидротехнических сооружений — это комплекс устройств и приспособлений, предназначенных для выполнения сооружений технологических задач (управления технологическим процессом; защиты от плавника, мусора и т. п.).

В состав механического оборудования входят:

затворы, подвижные конструкции для перекрытия отверстий и регулирования расходов, уровней, перепадов уровней, объемов воды в бьефах сооружений. *Закладные части* — это конструкции, заделанные в тело сооружения и предназначенные: для направления движения затворов и решеток или фиксации их положения; для обеспечения водонепроницаемости в местах контакта затвора с сооружением, обогрева контактов и защиты кромок и поверхности бетона от разрушения. *Опорно-ходовые части* — это устройства для передачи давления от затворов на закладные части (и через них на сооружение) и фиксации положения затворов;

сороудерживающие решетки и другие заграждения;

подъемно-транспортные механизмы и захватные балки для подъема и транспортирования затворов, решеток и др., монтажа и демонтажа оборудования и его транспортирования;

устройства и системы маневрирования затворами и решетками;

устройства для очистки решеток и

вывоза сора, решетко-очистительные машины.

С работой механического оборудования связаны также служебные мосты, подкрановые балки и крановые пути, трубопроводы, строительные и постоянные эстакады.

9.1.2. Типы затворов и их классификация

Классификация по технологическим признакам. По эксплуатационному назначению и условиям работы затворы делятся на основные, аварийные, ремонтные (аварийно-ремонтные), строительные. *Основные затворы* предназначены для пропуска расходов воды, поддержания уровней воды (перепада уровней); пропорционального деления воды; защиты от наносов. Эти затворы должны в период эксплуатации находиться в рабочем состоянии и обеспечивать маневрирование в текущей воде. *Аварийные затворы* служат для перекрытия отверстия в случае аварии; они должны гарантировать закрытие отверстия в требуемое время, в текущей воде и при любых возможных напорах. Для большинства водохозяйственных объектов скорость движения для предотвращения аварийной ситуации 0,2...0,5 м/мин. Если требуется большая скорость сработки (водоприемная часть напорных трубопроводов), устанавливают быстродействующие затворы (время перекрытия отверстия исчисляется секундами). *Ремонтные затворы* предназначены для перекрытия отверстий при ремонте основного затвора или оборудования. *Строительные затворы* перекрывают отверстия в период пропуска строительных расходов. В ряде случаев совмещают функции затворов, используя аварийные затворы в качестве аварийно-ремонтных и основные в качестве ремонтных и строительных.

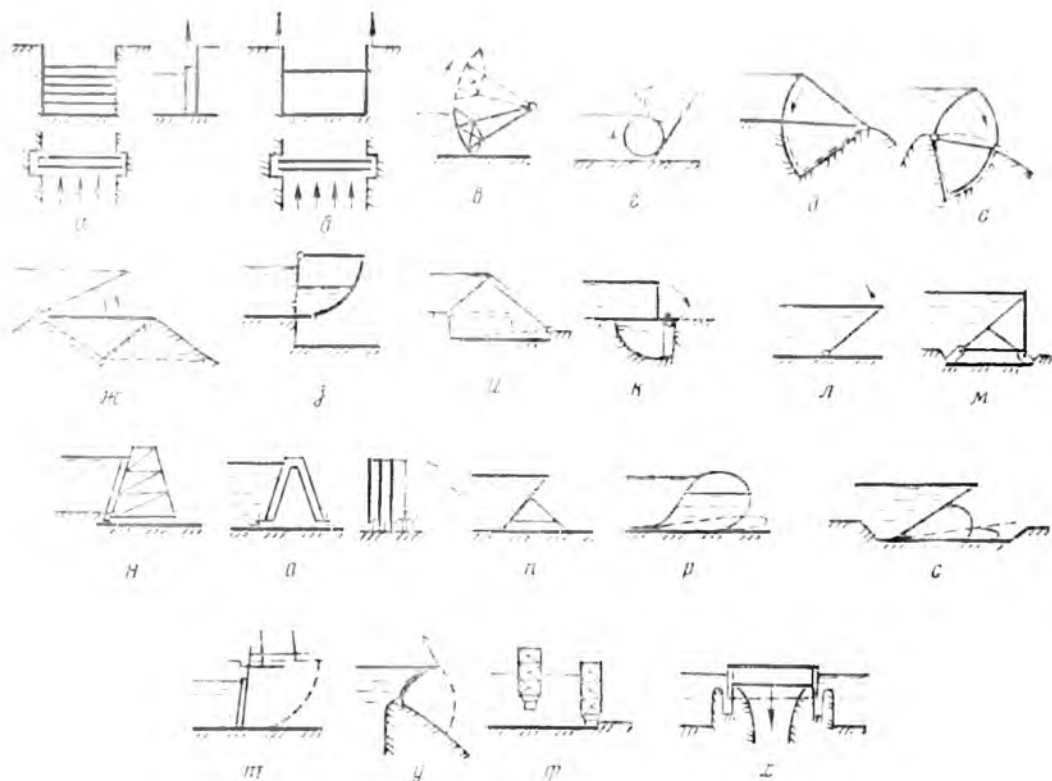


Рис. 9.1. Основные типы поверхностных затворов. Передача давления на сооружение: *a-g* — на быки и устои; *d-p* — на порог; *c-f* — на порог и быки; *h* — давление на сооружение не передается.

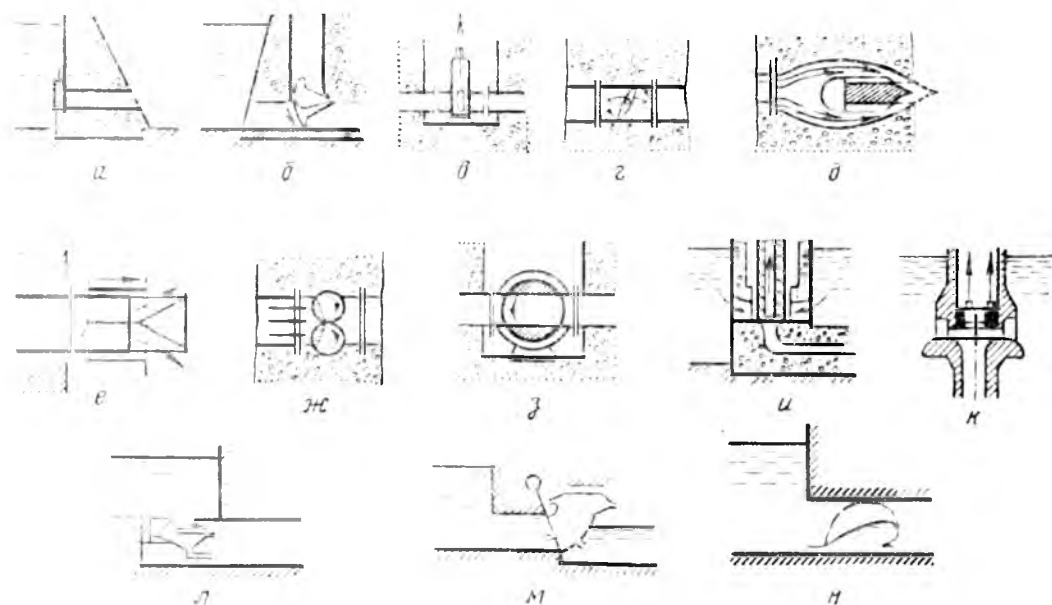


Рис. 9.2. Основные типы глубинных затворов. *a* — плоский; *b* — сегментный *v* — задвижка; *g* — дисковый (дроссельный); *d* — игольчатый; *e* — конусный; *ж* — вращательный цилиндрический; *z* — шаровой; *и* — цилиндрический; *к* — кольцевой; *л* — мембранный, *м* — секторный присланный с кольцевой гибкой диафрагмой; *н* — гибкий в виде наполняемой оболочки.

По местоположению перекрываемого отверстия относительно уровней бьефов затворы делятся на поверхностные и глубинные [24]. *Поверхностные затворы* (рис. 9.1) предназначены для перекрытия водосливных отверстий; при полном закрытии они не погружаются целиком под уровень, а условия работы их более благоприятные, чем глубинных. *Глубинные затворы* (рис. 9.2) предназначены для перекрытия глубинных (под уровнем) отверстий; их можно располагать на входе, посередине или в конце водоводов [69]. Глубинные затворы для напоров 50 м и более относят к высоконапорным. На мелиоративных системах есть сооружения, затворы которых работают и как глубинные, и как водосливные (водовыпуски из бассейнов суточного регулирования, где в течение суток уровень сбрасывается до отметок, при которых водовыпуск работает по схеме водослива).

По способу пропуска воды различают затворы с пропуском воды из-под затвора, через верх затвора, из-под и через верх затвора, со всех сторон подвижной части затвора.

Классификация по конструктивным признакам. По способу передачи давления воды на сооружение затворы делятся на передающие давление на быки и устои, на флютбет и порог сооружения, на порог и быки (устои), на часть сооружения по периметру глубинного отверстия и не передающие давление воды на сооружение (свободноплавающие).

По способу движения затворы делятся на движущиеся поступательно, вращающиеся, перекатывающиеся и свободноплавающие.

По конструкции опорно-ходовых частей различают затворы с опорами качения, скользящими и с опорами гидравлического действия.

По материалу различают затворы: стальные — наиболее распространенные; из сплавов, в частности из алюминиевых; деревянные (применяемые редко); тканевые — из прорезиненных тканей или нейлона, капрона, лавсана и др.; композитные.

По виду привода различают затворы с механическим приводом (ручным и электрическим), с гидравлическим приводом, вододействующие со смешанным приводом (гидроупругодействующие).

9.1.3. Действующие силы и общие условия работы затворов

Расчеты затворов выполняют на основное и особое сочетание нагрузок. Основное сочетание нагрузок определяют при максимальном уровне воды (с учетом ветра) и максимальном напоре при нормальной эксплуатации. Особое сочетание нагрузок наблюдают при форсированном уровне воды с учетом влияния волнений и условий, которые могут возникнуть в катастрофической ситуации. Нагрузки на затворы определяют расчетным путем или экспериментально. Обычно учитывают нагрузки гидравлические, вес затворов, волновые, ветровые, снеговые, монтажные, сейсмические и др.; статическое давление льда не учитывают, так как перед затвором поддерживают незамерзающую майну.

При расчете действия гидравлических нагрузок определяют гидростатическую (для закрытого положения затвора) и гидродинамическую нагрузку (для промежуточного положения). При промежуточном положении затвора на него действует гидродинамическое [24] давление [69], которое определяют для оценки изменения подъемного усилия, а также пульсаций и напряжений от гидродинамических нагрузок; последние могут вызвать вибрацию затвора. Вибрация вызывает усталостные явления в материале, нарушает связь закладных частей с бетоном, воздействует на быки, устои и другие части сооружения; могут возникнуть и резонансные явления. Значение и направление гидродинамической нагрузки на затвор зависят от его формы, размеров и наклона. При маневрировании затворами в текущей воде выполняют расчеты по определению расчетного напора H_p [24] Эпюра давлений на обшивку глубинного и поверхностного затворов приведена на рисунке 9.3. Распределение гидродинамических

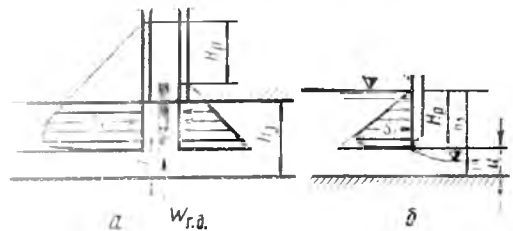


Рис. 9.3. Эпюры давлений на обшивку глубинного (а) и поверхностного (б) затворов.

давлений $W_{г.д}$ для конкретных типов затворов-автоматов определяют обычно экспериментально. На затворах сооружений мелиоративных систем преобладает ножевое уплотнение; оно практически не имеет площади, на которую могло бы действовать в вертикальном направлении давление. Наиболее благоприятен режим истечения из-под затвора при плавно очерченной нижней грани затвора. Вертикальная сила $W_{г.д}$, действующая на нижнюю кромку затвора в зависимости от степени его открытия, может быть направлена вниз или вверх.

Нагрузки на затвор рассматривают усредненными во времени. Наиболее ответственные конструкции затворов следует рассчитывать на действие пульсации нагрузок. При проектировании затворов учитывают возможность кавитационной эрозии; предусматривают также защиту затворов от обмерзания. Нарушение работы затворов может привести к тяжелым последствиям. Поэтому к затворам и механическому оборудованию предъявляется ряд требований: высокая надежность (выполнение заданных функций с сохранением эксплуатационных показателей в течение требуемого промежутка времени); безотказность в работе; водонепроницаемость контактов затвора с сооружением; необходимая скорость и диапазон маневрирования; минимальная мощность механизмов для операций с затвором и при необходимости дублирование управления; максимально возможное использование энергии потока воды для обеспечения выполнения функций затворов (применение вододействующих затворов-автоматов, гидродействующих систем маневрирования и т. п.); удобство монтажа, ремонта, осмотра; совмещение (по возможности) нескольких функций, выполняемых затвором (например, регулирование, учет и т. д.); для ремонтных затворов — возможность перестановки из одного отверстия в другое, что сокращает их число до 1...2 в многопролетных сооружениях; для аварийных затворов — быстрое действие.

9.2. ПЛОСКИЕ ЗАТВОРЫ ВОДОСЛИВНЫХ ОТВЕРСТИЙ

9.2.1. Плоские простейшие затворы

Шандорами называют доски, брус, балки, укладываемые в пазах го-

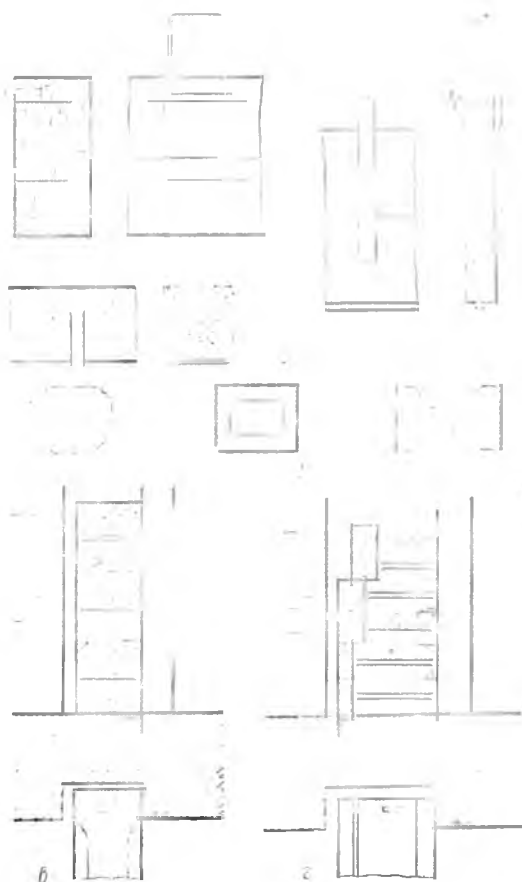


Рис. 9.4. Типы шандор с различными приспособлениями для захвата:
а — деревянные; б — железобетонные; в, г — металлические задвижные шандоры.

ризонально одна на другую. Их применяют в основном в качестве ремонтных заграждений, а иногда в качестве самостоятельных затворов. Поворот шандоры можно пропускать сбросные расходы воды. Шандоры широко применяют на сооружениях мелиоративных систем. Они бывают (рис. 9.4): деревянные (при пролетах l до 4...5 м); металлические (при H до 12 м и l до 20 м) из прокатных двутавровых балок, сварных балок или металлических ферм, иногда арочного типа.

На внутрисистемных гидротехнических сооружениях, работающих на выровненном режиме стока, применяют обычно деревянные дощатые шандоры.

Спицы представляют вертикальные деревянные брусья, которые при перекрытии отверстия ставят вплотную один к другому со свободным опиранием на уступ в флюбете и на балку или служебный мостик. Спицами

перекрывают длинные пролеты (при напорах до 4 м). Они удобны для регулирования подпора при пропуске небольших расходов через перегородивающее сооружение; вода выпускается через узкие щели между спицами, и обеспечивается хорошее успокоение потока в нижнем бьефе.

9.2.2. Металлические плоские затворы

Общие сведения. Плоские металлические затворы представляют плоскую ригельную конструкцию, перемещающуюся в пазах на скользящих или колесных опорах и передающую давление воды на быки и устои. Эти затворы применяют для оборудования водосливных плотин, регуляторов на каналах, входных устройств береговых водосбросов, сопрягающих сооружений, рыбоходов, речных водозаборных узлов, верхних основных и аварийных ворот судоходных шлюзов и др. Их используют как основные, аварийные, ремонтные, строительные. Плоские затворы перекрывают пролеты до 40 м (напоры до 15 м).

Плоский затвор состоит из пролетного строения, опорно-ходовых частей, уплотняющих и подвесных устройств. Основные виды плоских затворов (рис. 9.5): одиночные, секционные, сдвоенные с клапаном. Достоинства плоских затворов: простота конструкции, малые размеры вдоль потока, удобство осмотра, ремонта, монтажа. В мелиоративной практике получили распространение задвижные затворы на скользящих опорах площадью до 6 м². Размеры затворов отвечают размерам

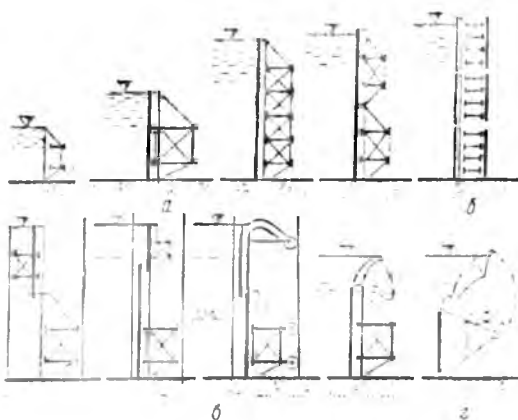


Рис. 9.5. Виды плоских затворов:
а — одиночные; б — секционные; в — сдвоенные;
г — с клапаном.

отверстий. Верхняя кромка затвора превышает уровень воды не менее чем на 0,2 м, включая ветровой нагон волны.

Пролетное строение (система балок и обшивки). У небольших затворов сетевых сооружений пролетное строение выполняют по типовым проектам из стального 6-миллиметрового листа с подкреплением уголками и полосами (рис. 9.6). Специальных уплотнений и опорно-ходовых частей плоские металлические затворы не имеют. У крупных затворов пролетное строение состоит из ригелей, балочной клетки, обшивки, поперечных связей или диафрагм, опорно-концевых стоек или подъемно-весовых ферм (рис. 9.7). По числу ригелей затворы бывают двухригельными и многоригельными. Для небольших затворов (особенно глубинных) целесообразна многоригельная схема, что упрощает конструкцию, так как используются прокатные профили и уменьшаются пазы. Для больших затворов наиболее экономична двухригельная схема (см. рис. 9.7).

Ригели, воспринимающие давление воды и передающие его опорно-концевым стойкам, выполняют при пролетах L_p до 5 м из прокатных профилей; с увеличением пролета — в виде двутавровых балок составного сечения высотой $(1/7...1/9) L_p$ и ферм (при $L_p > 20$ м) высотой $(1/6...1/8) L_p$. Для уменьшения ширины пазов высоту ригеля на опоре доводят до 0,4...0,65 его высоты в пролете. Ригели располагают по высоте с учетом равнонагруженности; их конструируют по общим правилам проектирования металлических конструкций. На затворах сооружений мелиоративных систем преобладают ригели из прокатных профилей. Они технологичнее в изготовлении, проще в эксплуатации, обеспечивают высокую живучесть при случайных повреждениях, устойчивость и выносливость в работе. В сплошнотенчатых ригелях устраивают отверстия для стока воды. **Балочная клетка** состоит из стоек и обрешетки (горизонтальные балки); ее можно устраивать выносной (между обшивкой и ригелями) или встроенной, когда ригели и вертикальные элементы поперечных связей входят в ее состав. В первом случае балочная клетка конструктивно проще. Различают также балочные клетки систем: продольной (см. рис. 9.7, б),

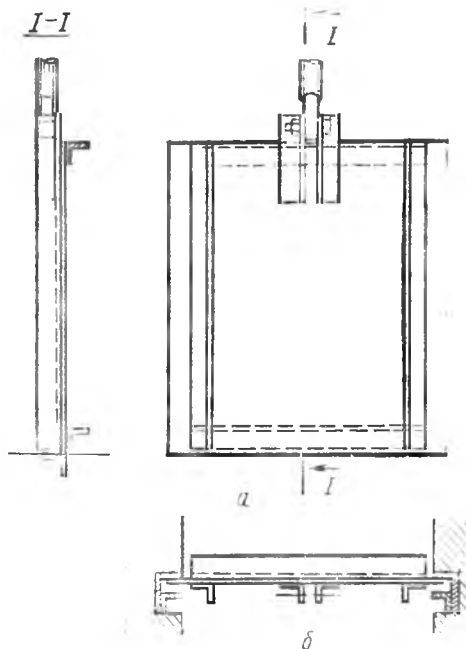


Рис. 9.6. Металлический плоский затвор:
а — вид с верхнего бьефа; б — план.

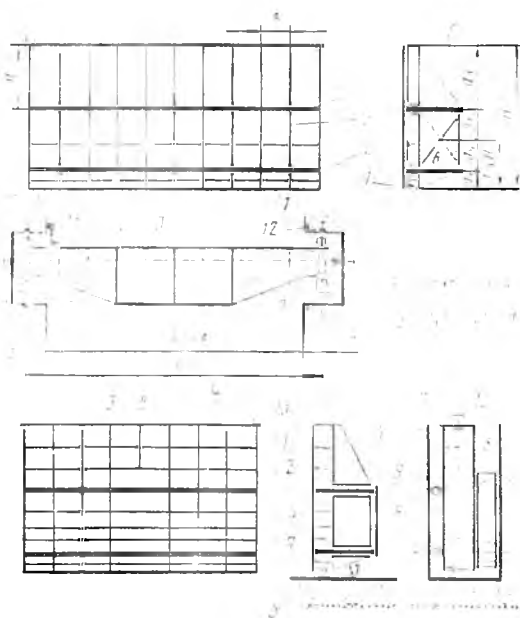


Рис. 9.7. Схемы плоских затворов:

а — поперечная система набора; б — продольная система набора; 1 — обшивка затвора; 2 — струнгеры (балки, параллельные ригелям); 3 — поперечные балки (перпендикулярные ригелям); 4 — ригели; 5, 6 — поперечные (стержневые или сплошные диафрагмы) и продольные связи; 7 — опорные балки или опорно-концевые стойки; 8 — опорно-ходовые части; 9, 10 — вспомогательные и боковые; обратные опорные и направляющие устройства (колеса, распорки); 11 — уплотнения; 12 — закладные части; 13 — подвесные устройства.

если панели обшивки имеют длинную сторону в направлении пролета затвора; поперечной (см. рис. 9.7, а), если длинная сторона панели расположена перпендикулярно ригелям; или смешанной.

В металлических затворах желательно отношение ширины к длине ячеек каркаса затвора принимать не менее 1 : 2. Обшивка выполняется из стальных листов толщиной не менее 6 мм (при пролетах, меньших 4 м), для крупных затворов — не менее 10 мм. Ригели выполняют в виде ферм или сплошностоечными с отверстиями. Диафрагмы из сплошного листа применяют при высоте ригеля до 1 м и обычно в многоригельных затворах; в двухригельных диафрагмы выполняют чаще в виде ферм (редко сплошными). Опорно-концевые стойки или подъемно-весовые фермы располагают по концам каркаса затвора; они служат для передачи нагрузки от ригелей к опоре. К ним крепят опорно-ходовые части.

Опорно-ходовые части. Они служат для передачи давления от пролетного строения на закладные части и далее на сооружение, а также для передвижения затвора. По назначению их подразделяют на основные, передающие нагрузку от пролетного строения на закладные части, и вспомогательные, препятствующие перекосу затвора, а по конструкции (рис. 9.8) — на скользящие, колесные и катковые, причем основные опорно-ходовые части могут быть всех трех типов, а вспомогательные — только первых двух.

Скользящие опоры выполняют из дерева, металла, синтетических материалов. На малых затворах сетевых сооружений используют простейшие пары трения «дерево по дереву», «сталь по стали», «дерево по стали», «сталь по бронзе» и т. д. Их недостаток — большое сопротивление движению. В СССР широкое распространение получили опоры из древесно-слоистого пластика (ДСП-Б-ГТ, см. рис. 9.8, б), внедряются опоры из масляниста. ДСП-Б-ГТ состоит из слоев тонких березовых пластин, пропитанных при высокой температуре и большом давлении фенолформальдегидной смолой. Подушки из ДСП и стали выполняют в виде опорных подушек (обойм, касет), в которые запрессованы вкладыши. Рельс или полз имеет цилиндри-

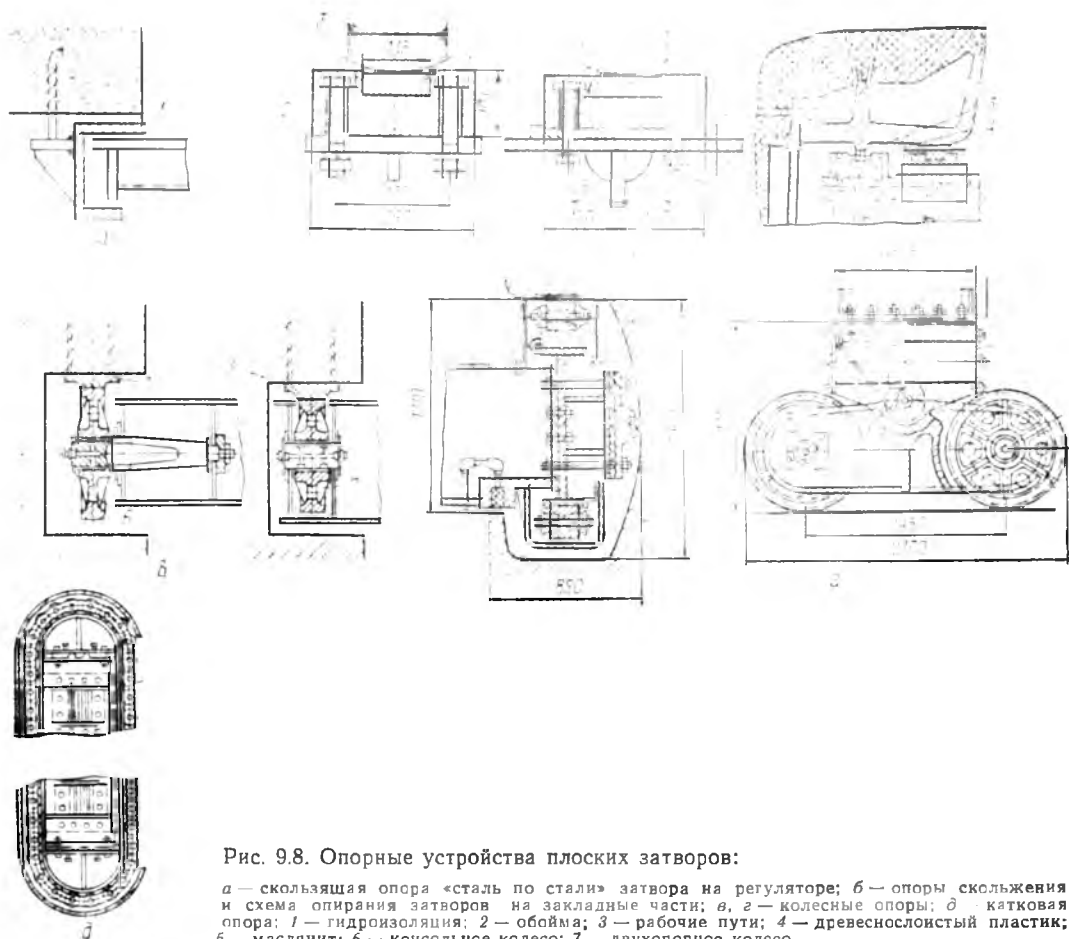


Рис. 9.8. Опорные устройства плоских затворов:

а — скользящая опора «сталь по стали» затвора на регуляторе; *б* — опоры скольжения и схема опирания затворов на закладные части; *в, г* — колесные опоры; *д* — катковая опора; *1* — гидроизоляция; *2* — обойма; *3* — рабочие пути; *4* — древеснослойный пластик; *5* — маслянит; *6* — консольное колесо; *7* — двухопорное колесо.

ческую поверхность из нержавеющей стали шириной 2,5...7,5 см, которая при повороте опор на некоторый угол сохраняет контакт полозьев с рельсами. Маслянит — это пластмасса на основе полиамидной смолы П-68-С с добавлением графита. Пластины зажимают в разъемной обойме (см. рис. 9.8, б). ДСП и маслянит оказывают сравнительно небольшое сопротивление движению затвора при высокой несущей способности. Расчетные коэффициенты трения скольжения для пар трения: ДСП-Б-ГТ по шлифованной стали в покое $\approx 0,18$ (при движении $\approx 0,07$); для маслянита по нержавеющей стали соответственно $\approx 0,13$ (0,06); сталь по стали $\approx 0,5$ (0,15); дерево по стали $\approx 0,5$ (0,2); резина по нержавеющей стали в уплотнениях $\approx 0,8$ (0,1).

Более 50 % основных и практически все аварийные и ремонтные затворы в нашей стране выполнены на скользящих опорах из ДСП и маслянита; на сетевых сооружениях практи-

чески все затворы имеют скользящие опоры. Достоинства скользящих опор: сравнительно небольшое сопротивление перемещению затвора (при применении ДСП и маслянита); малые габариты; простота конструкции, изготовления, монтажа, замены; высокие надежность и живучесть; высокие демпфирующие свойства по отношению к вибрации пролетного строения. Недостатки: зависимость коэффициента трения от скорости движения; в момент трогания коэффициент трения в 1,5...2 раза больше, чем при движении, что приводит к рывкам при трогании затвора с места, ухудшает условия посадки; ошутимый износ при частом маневрировании (для его уменьшения ограничивают погонную нагрузку при ДСП и масляните соответственно 1 000 и 2 000 кг/см).

Колесные опоры. Они представляют отдельные колеса (см. рис. 9.8, в) или колесные тележки (см. 9.8, г) и позволяют значительно уменьшить

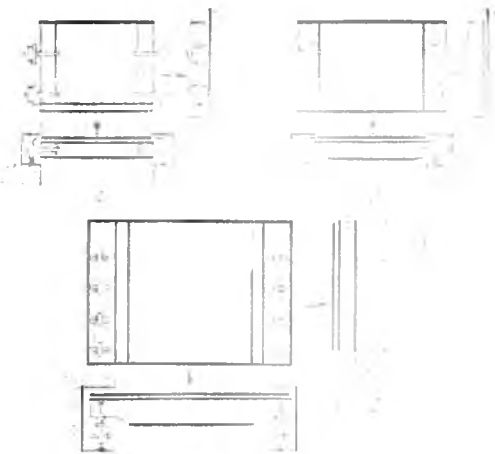


Рис. 9.9. Расположение колесных опор:
 а — на консолях; б — между стенками опорных балок;
 в — колеса, объединенные тележками: 1 — ходовая тележка; 2 — балансир; 3 — опорная балка

подъемное усилие. Колеса располагают из условия равномерности. При небольших пролетах применяют затвор с четырьмя колесами на консольных опорах (рис. 9.9, а) или на осях между стенками опорных балок (рис. 9.9, б). Колеса выполняют бочкообразными (обычно безребордными) для возможности поворота их на рельсах при прогибе затвора. Втулки, в которых вращаются оси колес, выполняют из ДСП, бронзы, баббита. При больших пролетах для уменьшения нагрузок на колеса число их удваивают с передней давления от ригеля на тележку с двумя колесами. Между тележками и опорными балками располагают шарниры (рис. 9.9, в) для осуществления поворота опорно-концевых стоек при прогибе ригелей и смещения их при температурных деформациях. Ширина обода колеса 8...15 см, диаметры 0,3...1 м; максимальная нагрузка на колесо 300...350 т.

Катковые опоры (см. рис. 9.8, д). Они состоят из катковой звеноцепи (аналогичной гусенице трактора), перекачивающейся по рельсу, и опорно-концевой стойки; цепь закрыта кожухом со всех сторон, кроме «рабочей». Катковые опоры применяют в случаях, когда нагрузка на опоры оказывается выше несущей способности колес (в глубинных затворах, при узких, но высоких пролетах, испытывающих большое давление воды). Опорное устройство располагают в специальных нишах, в пазах и колод-

цах у порога. При опускании затвора в поток в пазах и колодцах образуются мощные вихри, обеспечивающие их промывку, выброс всех попавших туда посторонних предметов. Затворы с катковой опорой применены в туннелях Нурекской ГЭС (напор 120 м, размеры 3,5×9 м); их называют гусеничными. Диаметр катков 20...30 см, ширина 20...50 см. Нагрузка на каток до 147...246 кН.

Достоинства колесных и катковых затворов: пониженное начальное сопротивление при трогании; меньшее сопротивление при движении (на 10...20 % у опор качения со скользящими втулками и на 60...70 % у колесных затворов на роликовых подшипниках); пониженный износ. Их недостатки: высокая стоимость изготовления и монтажа, усложнение закладных частей и значительные размеры пазов.

Наряду с описанными опорно-ходовыми частями применяют дополнительные направляющие и распорные устройства (рис. 9.7) для ограничения поперечных перемещений затвора; плотного прижатия затвора к опорам в ненагруженном состоянии и восприятия нагрузок при подъеме затвора, подвешенного неточно за центр тяжести; восприятия обратных нагрузок, возникающих при закрытии аварийных затворов, находящихся близко от основных; демпфирования колебаний затвора под воздействием гидродинамических нагрузок. В качестве направляющих устройств применяют стальные опоры, опоры скольжения из ДСП, боковые колеса. В качестве распорных устройств применяют обратные подушки, одиночные колеса, буферные тележки с массивным резиновым упругим элементом, рессорные тележки и т. п. [23, 63].

9.2.3. Особые конструкции плоских затворов

Для сброса шуги, льда и других плавающих тел требуется полное поднятие затвора, что связано с излишним расходом воды; при значительных высоте и пролете необходимы большие подъемные усилия, то есть мощные подъемные механизмы и увеличение высоты и толщины быков. Для устранения этих недостатков применяют особые конструкции затворов.

Сдвоенные затворы (см. рис. 9.5,

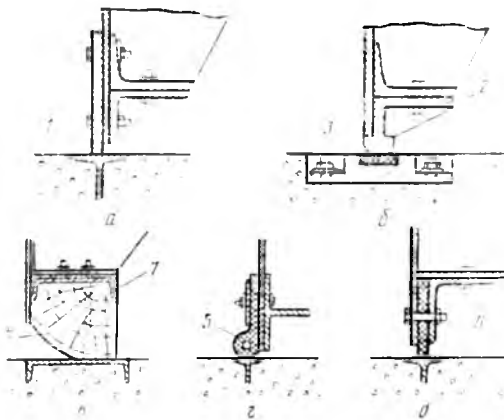


Рис. 9.10. Донные уплотнения:

1, 2 — стальные пластины и стлипка; 3 — баббит; 4 — деревянный брус; 5, 6 — профильная и полосовая жесткая резина; 7 — резиновое уплотнение деревянного бруса.

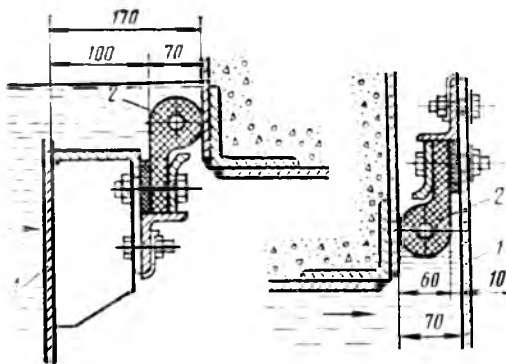


Рис. 9.11. Уплотнения глубинных затворов:

1 — обшивка затвора; 2 — профильная резина.

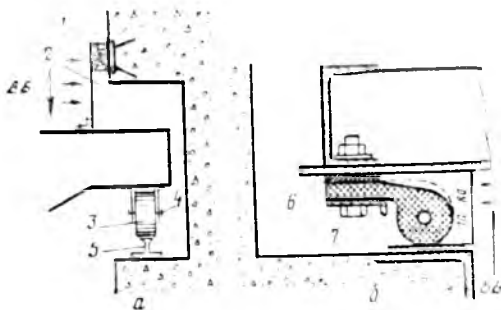


Рис. 9.12. Боковые уплотнения:

1 — деревянный брус; 2 — гибкий стальной лист; 3 — колесо; 4 — ось; 5 — рельс; 6 — резиновая прокладка; 7 — полоса из нержавеющей стали.

ления (с коэффициентом трения по стали 0,2).

9.2.5. Сила тяжести затворов и определение усилий для маневрирования ими

Вес затворов G_z (кН) определяют на основе проектных проработок; на предварительных стадиях проектирования его вычисляют по эмпирической формуле [63]:

$$G_z = (PL_{отв} a^{-1})^b,$$

где P — нагрузка на затвор, кН; $L_{отв}$ — ширина пролета в свету, м; b и a — коэффициенты; $b \approx 0,7$; для плоских поверхностных затворов колесных и скользящих $a=20$ и 27; для глубинных $a=39$ и 49; для сегментных поверхностных с прямыми и наклонными ногами $a=25$ и 15.

Формула применима для сварных сплошностенчатых конструкций затвора из обыкновенной углеродистой стали при расчетных сопротивлениях R 1 500 кг/см². В случае применения сталей с другими значениями R вводят коэффициент $K=(1\,500/R)^{2/3}$.

Усилия для маневрирования (подъема и посадки или опускания) определяют из расчета гарантий маневрирования.

Для подъема плоского затвора необходимо преодолеть: вес затвора G_z ; силы трения T_0 в опорно-ходовых частях и T_y в уплотнениях; гидродинамическую нагрузку $W_{гд}$ на нижнюю грань затвора, если она направлена вниз. Для затворов, сдвоенных с клапаном, а также глубинных учитывают еще вес столба воды над клапаном (если он есть).

Опусканию затвора противодействуют силы трения в уплотнениях и опорно-ходовых частях и сила давления воды $W_{гд}$ на нижнюю грань, если она в момент посадки затвора направлена вверх. Если силы сопротивления посадке затвора окажутся больше веса затвора, требуются принудительная посадка дожимным механизмом, пригрузка затвора дожимной балкой или увеличение веса затвора балластом. Принудительная посадка требует применения жестких тяг.

Усилие для подъема затвора определяют по формуле:

$$S_{п} = K_1(G_z + G_k) + K_2(T_0 + T_y) + W_{гд},$$

где K_1 — коэффициент перегрузки, учитывающий возможное отклонение расчетного веса затвора от фактического (за счет допусков в

прокате и др.); $K_1=1,1$; K_2 — коэффициент, учитывающий трение в обратных и боковых опорных устройствах и неточность вычисления сил трения; $K_2=1,2$; G_3 — вес затвора; G_6 — вес балласта (если для посадки он необходим); $T_{оп}$, T_y — силы трения соответственно в опорно-ходовых частях и в боковых уплотнениях; $W_{г.д}$ — сила, взвешивающая затвор при нижнем его положении.

Усилие посадки:

$$S_2 = K_1 G_3 - K_2 T_{оп} - K_2 T_y - W_{г.д} + W_{ф},$$

где $K_1=0,9$ (при применении проката с минусовым допуском); $K_2=1,2$; $W_{ф}$ — сила фильтрационного давления на нижнее уплотнение.

При $S_2 < 0$ сила ΔS дожима затвора или необходимый вес балласта:

$$\Delta S = G_6 \geq (K_1 G_3 - K_2 T_{оп} - K_2 T_y - W_{г.д} + W_{ф}) / K_1.$$

Силы трения в опорно-ходовых частях и уплотнениях в скользящих опорах:

$$T_{оп} = N f_0,$$

где N — главная нагрузка на затвор; f_0 — коэффициент трения скользящих опор (в покое, то есть в момент трогания);

в катковых опорах:

$$T_{оп} = N f,$$

где $f \approx 0,1$;

в колесных опорах на скользящих втулках:

$$T_{оп} = N (\mu / R_k + f_b r_b / R_k),$$

где μ — коэффициент (плечо) трения качения; $\mu=0,1$ см; R_k — радиус колес; f_b — коэффициент трения скольжения оси по втулке; r_b — радиус втулки;

в колесных опорах на роликовых подшипниках:

$$T_{оп} = N (\mu / R_k) (R_1 / r + 1),$$

где R_1 — радиус внешней окружности качения ролика; r — радиус роликового подшипника;

в уплотнениях всего затвора:

$$T_y = \sum_{i=1}^k L_i q_{yi} f_i,$$

где k — число конструкций уплотнений на затворе; L_i — длины соответствующих участков уплотнения; q_{yi} — нагрузка на единицу длины на контактной поверхности уплотнения, определяемая индивидуально для каждого типа уплотнения; f_i — коэффициенты трения уплотняющих элементов по уплотняемой поверхности.

Грузоподъемность механизма маневрирования должна быть больше суммы сил, требующихся для подъема

затвора и подвесных устройств. Грузоподъемность кранов определяют по усилию, необходимому для перемещения наиболее тяжелого затвора сооружения (на многопролетных сооружениях) или иных расчетных грузов; при заклинивании затвора или обмерзании опорно-ходовых частей возможно нагружение его подвесок силой, превышающей рассчитанную по гарантиям маневрирования.

9.3. СЕГМЕНТНЫЕ ЗАТВОРЫ ВОДОСЛИВНЫХ ОТВЕРСТИЙ

9.3.1. Типы и конструкции сегментных затворов

Общие сведения и типы затворов. Сегментным называется затвор, пролетное строение которого в поперечном сечении имеет вид сегмента $ABCD$ (рис. 9.13, а) и крепится к двум (или более) опорным стойкам — ногам BCO , вращающимся вокруг горизонтальной оси O . Сегментные затворы применяют только как основные. Поверхностные сегментные затворы перекрывают отверстия пролетом до 40 м, высота их до 14 м. Известны затворы следующих типов: одиночные (рис. 9.13, а), с клапаном (рис. 9.13, б), сдвоенные (рис. 9.13, в). Они подразделяются на подъемные и опускные (для перекрытия камер судоходных мелиоративных систем с обилием мусора, плавника и т.п.). Ось вращения (шарнир) располагают выше отметки ФПУ, чаще с низовой стороны, с целью предохранения опорных ног и шарниров от повреждения ледоходом, шарниров от засорения наносами и обмерзания. Радиус R обшивки затвора

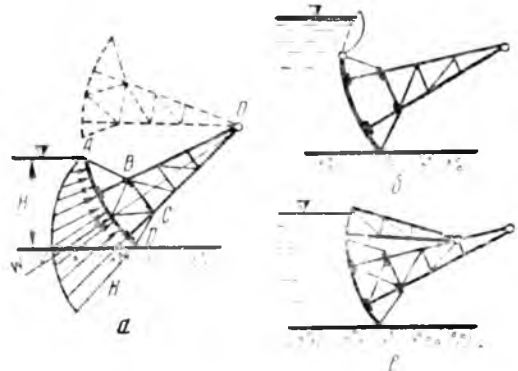


Рис. 9.13. Типы сегментных затворов с низовым расположением опорного шарнира.

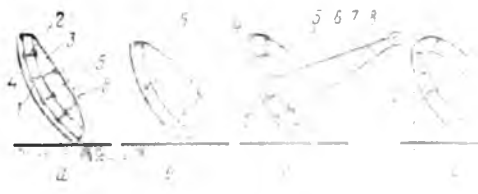


Рис. 9.14. Пролетное строение сегментного затвора:

a — со сквозными стрингерами и продольной системой балочной клетки; *б* — с длинной стороной панелей обшивки перпендикулярной ригелям — поперечная система балочной клетки; *в* — с неразрезными поперечными балками; *г* — с пролетным строением чечевицеобразной формы (при тяжелых ледовых условиях); 1 — ригели; 2 — балочная клетка, выполненная из горизонтальных балок; 3 — криволинейные стойки; 4 — обшивка; 5 — поперечные диафрагмы, выполняемые сплошными или в виде ферм; 6 — продольные связи, образующие подъемно-весовые фермы; 7 — порталы; 8 — опорные шарниры.

принимают в пределах $(1,2...1,5) H$, где H — высота затвора; радиус увеличивают до $(2...2,5) H$ при повышении положения оси вращения (иногда ось располагают эксцентрично для уменьшения подъемного усилия). Отсутствие пазов позволяет делать быки более тонкими.

Пролетное строение (рис. 9.14) имеет те же основные элементы, что и у плоских затворов.

Порталы. Это рамы, образуемые ногами и ригелями (рис. 9.15). Они могут быть пространственными или плоскими, с жестким или шарнирным соединением ног с ригелями. При значительных пролетах пространственные

рамы предпочтительнее. В рамах при изгибе ригелей в опорных шарнирах появляются горизонтальные силы распора. Жесткое соединение ног с ригелями дает экономию в металле затвора, однако приводит к увеличению армирования быков. Находят применение консольные порталы с нормальными ногами (применяют в тяжелонагруженных глубинных затворах) и наклонными (в поверхностных), в которых меньше изгибающие моменты, что дает экономию в металле, но увеличивается распор в опорных шарнирах. Возможны шарнирные соединения ног с пролетным строением; в них распор от порталов не передается на опоры. В затворах с переливом воды применяют нормальные ноги в виде плоских рам, покрытых со стороны, обращенной к отверстию, плоской обшивкой, защищающей конструкцию от застревания ветвей, мусора. У большепролетных поверхностных сегментных затворов порталы связаны подъемно-весовой формой; ее поясами являются нижние пояса ригелей. Ветви ног проверяют на устойчивость при сжатии с изгибом. При значительных колебаниях температуры воздуха учитывают температурный распор.

Опорные шарниры. Их подразделяют на цилиндрические, конические и шаровые. Втулки цилиндрических шарниров (диаметром до 1 м) изготавливают из бронзы или ДСП; оси—

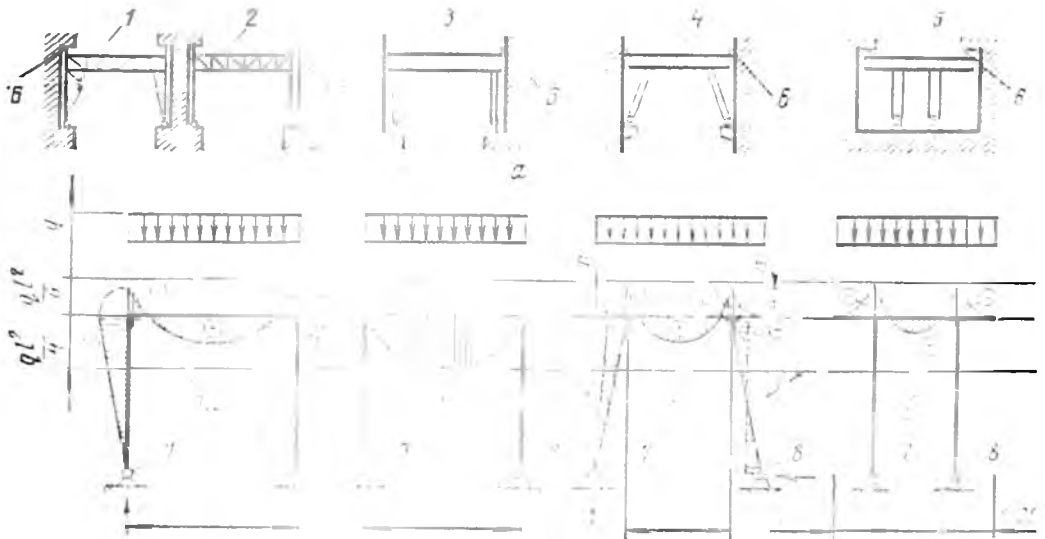


Рис. 9.15. Порталы сегментных затворов:

a — схемы порталов с неплюсскими ногами; *б* — порталы с шарнирными ногами; *в* — порталы с наклонными ногами; *г* — порталы с нормальными ногами; 1 — ригель; 2 — балочная клетка; 3 — криволинейные стойки; 4 — обшивка; 5 — поперечные диафрагмы; 6 — боковое уплотнение; 7, 8 — шаровой или цилиндрический шарниры.

9.3.2. Определение подъемного усилия и способы его уменьшения. Достоинства и недостатки сегментных затворов

Подъемное усилие сегментного затвора определяют из уравнения моментов сил, действующих на подвижные части затвора относительно оси вращения его. Силами, препятствующими подъему затвора, являются: вес затвора и его тяговых органов G ; трение в уплотнениях T_y ; трение в опорных подшипниках $T_{o.п} = fQ$ (Q — равнодействующая сил давления воды W и части веса затвора G_0 , передающаяся шарниру; остальной вес передается подъемной тяге; f — коэффициент трения в опоре); вертикальное давление воды, направленное сверху вниз (при наличии клапана или водосливного козырька на затворе, то есть когда затвор работает с переливом); подсос (при определенном конструктивном оформлении нижней грани обшивки затвора). Для определения усилия подъема затвора (рис. 9.18, а) рассмотрим сумму моментов сил относительно точки o :

$$SR \cos \alpha - GR_G \cos \beta - T_y R_y - fQr = 0, \quad (9.1)$$

где R , R_G , R_y — соответственно радиусы напорной поверхности затвора, точки приложения веса G затвора и силы трения T_y в уплотнениях; r — радиус опорного шарнира; Q — равнодействующая сила давления воды и части веса затвора G_0 , передающаяся шарниру.

Значение G_0 определяют из уравнения моментов, составленного относительно точки A — приложения подъемного усилия S :

$$G_0 = G (R \cos \alpha - R_G \cos \beta) / R \cos \alpha. \quad (9.2)$$

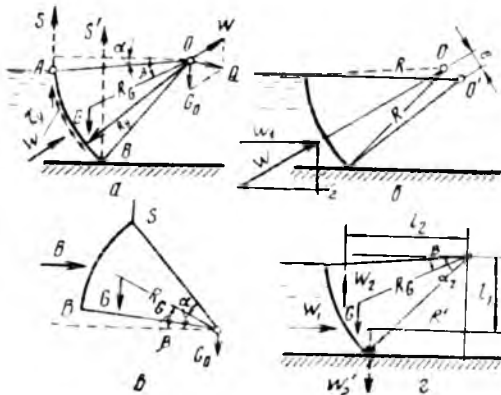


Рис. 9.18. Схемы к расчету усилий подъема, посадки и устойчивости сегментного затвора.

Тогда расчетное подъемное усилие S будет равно:

$$S = K_1 GR_G \cos \beta / R \cos \alpha + K_2 (fQr / R \cos \alpha + T_y R_y / R \cos \alpha), \quad (9.3)$$

где K_1 и K_2 — см. плоские затворы.

Значение S меньше силы тяжести затвора G , поскольку плечо силы S больше плеча силы G , моменты сил трения в уплотнениях и осях затвора весьма малы по отношению к моментам сил S' и G и не могут повлиять на их соотношение. Плечо $R \cos \alpha$ силы S относительно оси вращения меняется в зависимости от точки приложения тяги. Подъемное усилие S можно уменьшить расположением шарнира O' ниже центра O (рис. 9.18, б). В этом случае в уравнении моментов (9.1) появляется момент We , а в формуле (9.3) в правой части добавляется член $We / R \cos \alpha$ (со знаком минус). В поднятом положении затвора (рис. 9.18, в) на него действует только вес G и иногда учитывают давление ветра B . В этом случае при определении SQ будет равнодействующей сил G и B ; $T_y = 0$, а углы α и β будут иметь иные значения, определяемые по положению затвора. Действие подсоса на нижнюю грань затвора (рис. 9.18, г) увеличивает подъемное усилие на значение $W'_2 b R' \cos \alpha_2$, где b — ширина данного уплотнения.

При проектировании сегментных затворов проверяют их устойчивость в закрытом состоянии. Затвор в закрытом положении устойчив, если отношение суммы моментов (относительно оси вращения) сил, закрывающих затвор, к сумме моментов сил, открывающих затвор, равно 1,25. При этом следует учитывать момент силы фильтрационного давления, действующий на донное уплотнение, и вводить в расчет коэффициент перегрузки $K_1 = 0,9$. Устойчивость затвора можно увеличить смещением оси вращения O вверх от центра O , из которого описана напорная поверхность; момент We будет прижимать затвор к порогу.

Достоинства сегментных затворов по сравнению с плоскими: меньшее подъемное усилие; простота и надежность маневрирования; большая скорость подъема; большая жесткость и возможность подъема за одну сторону; лучшее обтекание при пропуске воды из-под затвора; лучшая работа в

зимних условиях и при обилии наносов в реке; меньшая высота быков и возможность отказа от пазов; возможность переустройства на вододействующий затвор. Недостатки: несколько сложнее конструкция; давление на быки сосредоточено в двух точках, имеет место распор, что сопряжено с увеличением толщины быков; более длинные, хотя и невысокие быки; невозможность перестановки (для строительного затвора).

9.4. РЕДКО ПРИМЕНЯЕМЫЕ ТИПЫ ЗАТВОРОВ ВОДОСЛИВНЫХ ОТВЕРСТИЙ

Секторные затворы (рис. 9.19). Они имеют поперечное сечение в виде сектора, вращающегося вокруг горизонтальной оси. Ось расположена со стороны ВБ или НБ на пороге плотины - опускные затворы или на быках (устоях) — подъемные затворы. Затворы имеют обшивку цилиндрической и как минимум одной (радиальной) поверхности. Как правило, их выполняют вододействующими; управление подъемом и опусканием затвора производят пуском воды из верхнего бьефа в камеру давления. Если закрыть вентиль 1 и открыть вентиль 2, вода из камеры давления через водовод 3 стечет в НБ и затвор опустится в нишу (откроется); если закрыть задвижку 2 и открыть задвижку 1, затвор давлением воды поднимется; изменяя степень открытия задвижек 1 и 2, можно придать затвору промежуточное положение. Процесс управления затвором можно автоматизировать оснащением задвижек автоматизированным приводом, работающим от датчика уровня воды в ВБ, или вместо задвижек можно применять датчик уровня воды верхнего бьефа гидравлического действия. Затвор с нижней гранью, обшитый частично (см. рис. 9.19, в), является полувододействующим (полугидравлического действия) и требует механизма манев-

рирования. Если обшивка имеется со всех сторон, затвор называется поплавковым (см. рис. 9.19, б).

Секторные опускные затворы гидравлического действия перекрывают значительные отверстия. Пролет выбирают из условий пропуска льда, технологии монтажа и ремонта затвора; размер пролетов до 65 м, высота 9... 10 м. Их применяют на водосбросных сооружениях в качестве основных, для автоматического регулирования уровня воды НБ, сбросов излишков воды, льда, плавающих тел. Достоинства секторных затворов: возможность сброса льда и плавающих тел; полное открытие без нарушения режима работы, автоматическое действие и возможность изменить уставку регулируемого уровня перемещением датчика по высоте на заданную отметку; жесткость конструкции; минимальная высота быков. Недостатки: сложность монтажа; сложная эксплуатация (обогрев зимой, очистка камер давления от наносов и др.); значительная масса (особенно при изготовлении из железобетона); сравнительно высокая стоимость; низкое быстродействие. На сооружениях мелиоративных систем получили распространение секторные прислонные затворы-автоматы подъемного действия, регулирующие уровень ВБ и НБ, перепад уровней, а также осуществляющие смешанное регулирование уровней.

Принцип действия секторных затворов основан на уравнивании моментов сил, действующих на затвор (относительно оси вращения затвора): веса затвора G ; гидравлических нагрузок на элементы затвора W ; трения в опорах (пренебрегают ввиду малости) и уплотнениях (для тонущих затворов). Ось вращения располагается примерно на $(0,1...0,2) H$ ниже гребня водослива. Опорные шарниры устраивают сплошными вдоль затвора или отдельными под каждой фермой — диафрагмой.

Вальцовые затворы (рис. 9.20). Они представляют горизонтальные полые цилиндры или более жесткие (овоиды рис. 9.20, б, в) и перекрывают пролеты 50 м и более при высоте до 13 м. Подъем и опускание цилиндра проводят перекачиванием по наклонным зубчатым рейкам, установленным в пазах быков (устоев); на концах цилиндра укрепляют зубчатые

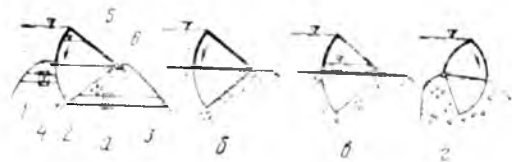


Рис. 9.19. Схемы опускных секторных затворов.



Рис. 9.20. Схемы вальцовых затворов: а — варианты его пролета; б — детали: 1 — опорные рельсы; 2 — вальцы; 3 — рама; 4 — щиток; 5 — гребешок

дуги (бандажи) и вальцы (подъемную) на опорах ра и холостую на опорах затвора односторонний. Изготовление выполняют в виде цилиндра (рис. 9.20, б I). При этом из-под него вращаются в нормальные условия обтекания (направление струи). Для исключения недостатка в целях экономии для повышения прочности стелиты применяют заливку бетоном высотой 0,5...1,5 м (рис. 9.20, б II); щитком и гребешком (рис. 9.20, б III); применяют и конструкцию цилиндра не воспринимающего напорное давление воды (рис. 9.20, б IV). Вальцовые затворы обеспечивают внутреннюю герметичность. Уплотнители вальцовых затворов аналогичны уплотнителям сегментных, но требуют большее усилие вальцовых затворов, чем сегментных, для уравнения моментов относительно мгновенного центра вращения.

Вальцовые затворы применяют как основные при строительстве больших пролетов, преимущественно в



Рис. 9.21. Крыльчатый затвор: 1 — водовод в устье; 2 — полотно; 3 — рама; 4 — гидравлический цилиндр

вальцовых затворов пропуск льда. Вальцовые затворы с небольшим подъемным усилием применяют для малых и средних пролетов. Их конструкция громоздка и сложна. Затворы с большой площадью напора и необходимостью работы в режиме пропуска льда, плавника, раб. его б. эфа (изготовлен тонким, но широким полотном); при крупных пролетах возможны затруднения в эксплуатации.

Крыльчатые затворы (рис. 9.21).

Крыльчатые затворы состоят из двух полотен, находящихся на горизонтальных опорах. Одно полотнище на конце короткую надставку, перпендикулярную к плоскости полотнища. Второе полотнище имеет криволинейную форму, обеспечивающую истечение воды без повышения уровня. Крыльчатый затвор, работающий в режиме пропуска льда, открывается водой из ВБ, которая идет на полотнище. Второе полотнище на конце имеет ролики, который при перемещении затвора движется по обшивке нижнего полотнища; оба полотнища соединены жестким телом — цепью. Принцип действия затвора основан на том, что при действии на него гидравлических сил, действующих на обе части затвора, происходит вращение затвора и производится гидравлическая или регулируемая пропуск воды.

Крыльчатые затворы применяют в пролетах, где часто низконапорные потоки или повторно-перегораживают канал. Достоинства крыльчатых затворов: перекрывают пролет до 50 м при высоте до 7 м; возможность пропуска льда, плавника; работа в автоматическом режиме, гидравлическое управление. Недостатки: относительно широкий порог плотины; необходимость обшивки системы; необходимость обогрева зимой.

Крыльчатые затворы с поворотными рамами. Они представляют ряд статических (статически определенных) шарнирно укрепленных порогов, шарниры (нормально к ее оси) на расстоянии 1,5...3 м друг от друга. Верхние пояса ферм соединены стальным мостиком. На опорах устанавливаются деревянные или

стальные щитки без уплотняющих устройств, устанавливаемые с мостика. Иногда пролеты между фермами перекрывают спицами. Несмотря на большие утечки воды через щели, перед плотиной образуется достаточный напор. Для пропуска воды часть щитков или спиц снимают. Для полного открытия перед ледоставом или половодьем удаляют щиты, разбирают служебный мостик, фермы поворачивают в опорных шарнирах и укладывают на порог плотины при помощи лебедки, выбирающей трос, которым соединяют фермы. В одном из устоев плотины с поворотными фермами делают нишу; в нее помещают первые укладываемые фермы. Затворы с поворотными фермами перекрывают практически неограниченные пролеты (200 м и более при напоре до 5 м). Через плотину с уложенными на порог фермами допускают пропуск судов, поэтому их называют судоходными плотинами. В СССР они применены на шлюзованных участках рек Шексны, Москвы, Оки, Северного Донца, Дона и др. Эксплуатация их затруднена в случае усиленного движения донных наносов, топляков, донного льда; укладка и установка требуют значительного времени (до 2 сут). Применяют их редко в качестве основного на реках и каналах для создания сезонного регулируемого подпора и в качестве ремонтного в судоходных шлюзах или на плотинах.

Разборчатые затворы с поворотными рамами. Они состоят из ряда статически неопределимых треугольных поворотных рам без затяжек шириной 0,6...1 м. Рамы делают металлическими коробчатого сечения, устанавливая широкой стороной по фронту плотины, или деревянными. Рамы соединены балкой, по которой прокладывают узкий пешеходный мостик, а внизу шарнирно закреплены на пороге; их укладывают на флутбет одна на другую. Затвор работает в предельных положениях — открытом или закрытом. Пролеты и напоры аналогичны затворам с поворотными фермами. В суровом климате работа затвора неудовлетворительная (затруднено маневрирование, происходит обмерзание). Эти затворы используют в качестве ремонтного в судоходных сооружениях, на плотинах (перед большепролетными основными затворами), перед сооружениями на каналах и весьма редко в

качестве основного на судоходных и лесосплавных водотоках для создания временного нерегулируемого подпора.

Цилиндрические или кольцевые затворы (рис. 9.2). Их применяют в канальных сооружениях, шахтных водосборах, для защиты верхней головы судоходных шлюзов, а на мелиоративных сооружениях в трубчатых сооружениях они легко автоматизируются. Для открытия отверстия цилиндрический кольцевой затвор поднимают или опускают. Для открытия отверстия требуется подъемный механизм; движение затвора направляется быками. Иногда затвор опускается в кольцевую камеру давления; подъем осуществляется повышенным давлением в камере, наполнение и опорожнение которой происходят через систему водоводов. Опускание производят под действием собственного веса (при выпущенной воде из камеры).

Кольцевые затворы известны с диаметром до 20 м при напоре до 4 м. Получил распространение ряд вододержащих цилиндрических затворов-автоматов. В Укргипроводхозе разработан цилиндрический затвор-автомат (с расходами до $10 \text{ м}^3/\text{с}$, рис. 9.23); это цилиндр, подвешенный к коромыслу с поплавком-противовесом. При понижении уровня воды в НБ поплавок-противовес опускается и затвор открывается. Равновесие будет при определенном уровне НБ, при котором уравновесится система поплавок — цилиндр. Изменение заданного уровня НБ осуществляется регулированием длины подвески поплавок-противовеса. При высокой точности регулирования уровня (расхода) применяют затворы-автоматы непрямого действия.

Затворы с применением гибких элементов. Они могут быть целиком тканевыми (мягкими) или комбинированными (в конструкции сочетаются традиционные материалы и мягкие элементы). Достоинства их: простота, низкие транспортные расходы и высокие экономические показатели. Недостатки: уязвимость к злоумышленным повреждениям, ограниченный срок службы (до 10 лет), чувствительность к воздействиям солнечных лучей, большим перепадам температур и др.

Ткань (однослойную или многослойную) выполняют из синтетических волокон с резиновым покрытием с од-

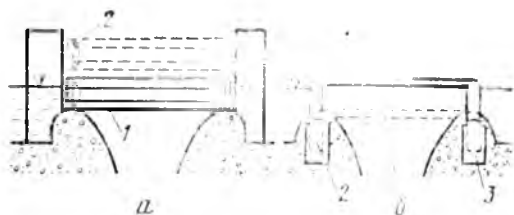


Рис. 9.22. Цилиндрические (кольцевые) затворы:

a — поднимающийся вверх; *b* — опускающийся вододействующий; 1 — отверстие перекрыто; 2 — отверстие полностью открыто; 3 — камера давления.

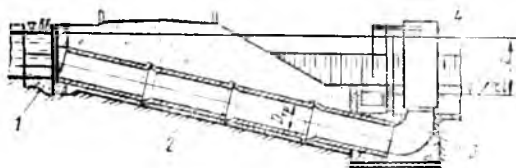


Рис. 9.23. Цилиндрический затвор-автомат в комплексе с сооружением:

1 — входной оголовок; 2 — трубчатый выпуск, 3 — колесо; 4 — цилиндрический затвор-автомат.

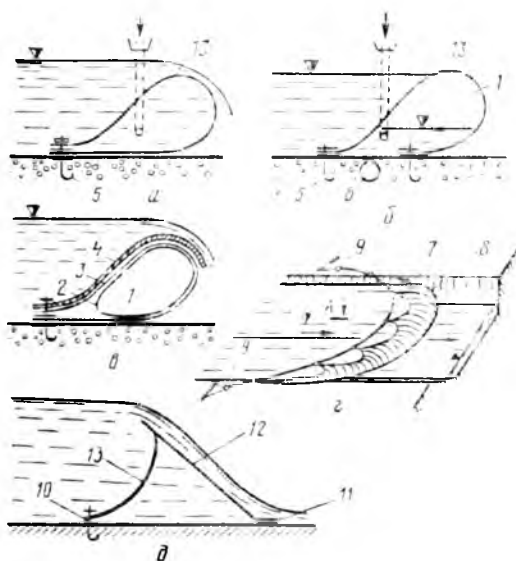


Рис. 9.24. Схемы типичных конструктивных решений тканевых (гибких) затворов:

a — наполняемые водой; *b* — наполняемые водой и воздухом; *в* — наполняемые воздухом; *г* — мембранные; *д* — схема комбинированного затвора с жесткой сливной гранью; 1 — воздух; 2, 3, 4 — соответственно внутренняя, удерживающая и защитная оболочки; 5 — анкеры; 6 — водовод; 7 — троса, защепляемые в берегах; 8 — оболочка (мембрана); 9 — крепление (анкерное) в берегах; 10 — влив; 11 — слив; 12 — жесткая сливная грань; 13 — оболочка.

ной или обеих сторон (резинотканевые оболочки) или пленкой из пластмасс (пленочно-тканевые оболочки). Оболочка может быть выполнена только из пленок. Прочность ткани 100...400 кН/м и более. В СССР наибольшее распространение получили резинотканевые материалы.

Затвор из ткани можно выполнять в виде наполняемой жидкостью, воздухом или одновременно жидкостью и воздухом мягкой оболочки, заанкеренной в порог, или в виде подвижной армированной ленты, перемещаемой при маневрировании по направляющим (ленточные затворы), или в виде мембраны, закрепляемой на пороге сооружения и на устоях или берегах (рис. 9.24).

Наполняемые затворы поддерживают в поднятом состоянии давлением воды, незамерзающей жидкости или воздуха, наполняющих оболочку самотечным или принудительным питанием (насосами, устанавливаемыми в устье или в потерне плотины).

При применении специальной жидкости имеется резервуар вне затвора; из него жидкость подается в оболочку при подъеме и туда откачивается при опускании затвора.

Мембранный затвор (рис. 9.24, *г*) обычно занимает два положения — открыто, закрыто, поэтому точнее его называют мембранной плотиной. Сброс излишков воды осуществляется через верх или в мембране устраивают сбросное отверстие.

При наличии абразивных наносов, лесосплава, шуги предпочтительнее комбинированные затворы, в которых сливная грань или напорный щит сделаны из металла. Принцип действия их аналогичен мягким наполняемым затворам (рис. 9.24, *д*).

Затворы с применением гибких элементов используют в качестве основных для перекрытия отверстий с большими пролетами для пропуска судов, плавающих тел, создания временного или постоянного подпора. На одной из плотин США перекрыты тканевыми затворами четыре пролета по 134 м при напоре 3,17 м. Известен тканевый затвор, поддерживающий напор 6 м при пролете 28 м. В СССР получили распространение тканевые затворы для сооружений с низким порогом при напорах 1...3 м.

9.5. ЗАТВОРЫ ГЛУБИННЫХ ОТВЕРСТИЙ

9.5.1. Виды и особенности работы глубинных затворов

Глубинные отверстия выполняют круглыми, квадратными, прямоугольными или овальными с соотношением высоты и ширины до 2,5...3. Отверстие может работать (в зависимости от колебания уровней перед ним) как глубинное или как водосливное (водоотпускные отверстия бассейнов суточного регулирования в мелиорации и др.).

В дополнение к ранее приведенной классификации (см. гл. 9.1) глубинные затворы разделяются также: *по напору* — на низконапорные ($H < 25$ м), средненапорные ($H = 25...50$ м), высоконапорные ($H > 50$ м); *по местоположению* — затворы располагаются на входном, среднем или на концевом участке водотока; *по конструктивному признаку* — плоские, сегментные, вертикальные цилиндрические, игольчатые, конусные, задвижки, дроссельные, шаровые и др.

Глубинные затворы испытывают большие нагрузки, работают в потоке больших скоростей, требуют применения более надежных уплотнений, механизмов большей грузоподъемности, менее доступны для осмотра и ремонта. От их местоположения зависит гидравлический режим водотока. Наиболее благоприятные условия работы или эксплуатации затворов создаются при расположении их на выходе (водоток работает всегда в напорном режиме; проще организовать подвод воздуха со стороны НБ). Целесообразно

такой компоновки рассматривают для каждого конкретного случая. Так, на трубчатых водовыпусках мелиоративных систем учитывают возможность заиливания трубы при длительном закрытии водовыпуска, повышенные требования к защите от фильтрации в швах, стыках труб при напорном режиме и т. д.

Расположение затворов на входе или внутри водотока связано с неопределенностью работы сооружения из-за возможности возникновения переходных гидравлических режимов и связанных с ними значительных и быстрых изменений пульсации давлений и скоростей, возникновением зон вакуума и кавитации. В глубинных затворах предусматривают меры против кавитационной эрозии: герметичность уплотнений, подача воздуха в зоны вакуума, предъявляются высокие требования к качеству изготовления и монтажа.

Участок водотока, где размещается глубинный затвор, называется затворной камерой. Стенки затворной камеры для защиты от динамических, кавитационных и абразивных воздействий потока покрывают стальной облицовкой. Затворные камеры выполняют отдельно от затвора (омоноличивая облицовку с бетоном сооружения) или в виде самонесущего стального корпуса.

9.5.2. Глубинные затворы с камерами, облицовка которых омоноличена с бетоном сооружения

Плоские затворы (рис. 9.25, а). Их конструктивная схема аналогична

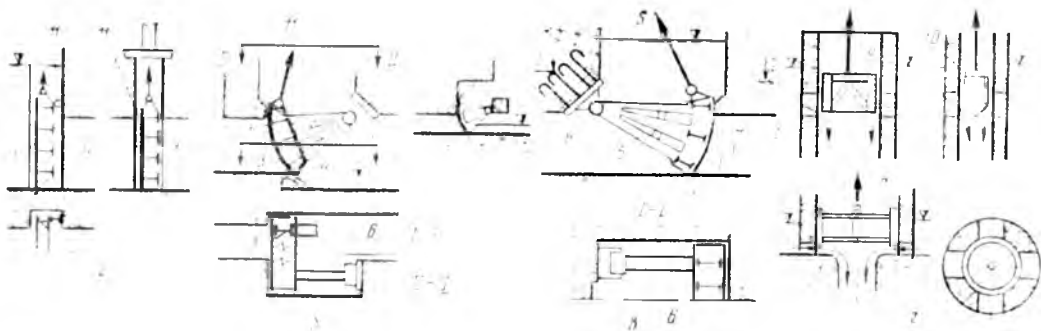


Рис. 9.25. Глубинные затворы с камерами, облицовка которых омоноличена с бетоном сооружения:

а — плоские; б — сегментные; в — обратные сегментные; г — вертикальные цилиндрические; 1 — обшивка; 2 — опорно-концевые стойки; 3 — диафрагмы; 4 — ригели; 5 — ноги затворов; 6 — опорные шарниры; 7 — боковой затвор; 8 — направляющие бесчарного затвора; 9, 10 — затопленный открытый и закрытый цилиндры; 11 — уплотнения.

поверхностным; но и в шахтах, расположенных на глубине, имеют и мощные опорно-уплотнения распорного типа с измерением диаметра отверстия. В зависимости от нагрузки в шахтах используют колеса, гусеничными. Благодаря таким условиям сооружения, когда перед ними происходит сжатие потока, а в шахте отрыв от стенок; в шахте затвором устраивают криволинейный участок, а в шахте расширение в шахте от отрыва от дна водовода уступом.

Плоские затворы используют на напорах до 200 м. Работают ограничены нагрузками и грузоподъемностью. Плоские затворы шире в качестве основных (вместо бинных затворов) и применяются аварийно-ремонтных. Ими перекрывают водосбросов, водозаборов, затворов на каналах и плоских затворов. Их особенность, то есть установка на криволинейных сооружениях; в зависимости от условий работы, в зависимости от кавитации, в зависимости от средних и высоких давлений в зависимости от конструкции специально для затвора (или для затвора) байпасной и усилительной.

Сегментные затворы (рис. 9.25, б). Они бывают стальные и железобетонные. Опорные шахты на железобетонной опора толка отводящего в зависимости от размещения на шахте. Их основное достоинство — с плоскими — существующее подъемное усилие. Их напор до 180...200 м. Их применение ограничено: только на опорных затворы используют.

Обратные сегментные затворы (рис. 9.25, в). Они работают на растекании и размещают на поверхности не вливание.

ю шахту, расположенные на глубине и заполняют их при напорах до 100 м. С

концентрические затворы (рис. 9.26, а) используют внутри багетных центрирующих конструкций. Открытые трения при незначительных, даже ручными. Отрылок из стальной листности. Сплошной большой отрыв от вакуума в шахте под концентрические затворы и гидравлические последние в миллионатике предпочтительнее. Затворы до 12 м; высота до 100 м. Их используют в качестве основных, но можно использовать в водовыпусках и

Криволинейные затворы с криволинейными затворами (рис. 9.26, б). Они используют в зависимости от конструкции.

они (рис. 9.26, а). Они состоят из стального или стального и стального поступательная плоская или криволинейная — затвор. А затвор является гидравлическим при диаметре до 100 м; высота до 100 м; напор до 20 м). При диаметре до 10 м задвижки открывают перепад давлений. Выпускают в зависимости от конструкции. Задвижки применяются в зависимости от конструкции при напорах до 15 м, в зависимости от конструкции.



Рис. 9.26 Глубинные затворы с камерами в виде самонесущего стального корпуса:

1 — запирающий клиновидный диск задвижки; 2 — приводы задвижек; 3 — уплотнительные элементы затворов; 4 — байпас; 5, 6 — положение дисков при закрытии и открытии затвора; 7 — подвижный обтекатель; 8 — труба питания полости А; 9 — корпус игольчатого затвора; 10 — труба, не имеющая игольчатого затвора; 11 — неподвижная капсула; 12 — подвижный плунжер; 13 — труба для выпуска воды из полости А через торец иглы; 14 — конус, перекрывающий клапан выпуска воды из полости А; 15 — вращающийся конус; 16 — конус, перекрывающий клапан выпуска воды из полости Б; 17 — ребра, несущие конус; 18, 19 — конусы, перекрывающие клапаны выпуска воды из полости Б; 20 — насадка, установленная на корпус затвора; 21 — камера для подвода воздуха в затвор; 22 — камера гашения, установленная на сооружении.

бинных водозаборах в качестве основных затворов, в системах управления вододействующими затворами и др.

Недостатки задвижек: большие металлоемкость и мощность системы маневрирования.

Дисковые (дроссельные) затворы (рис. 9.26, б). Они состоят из цилиндрического корпуса, присоединяемого к трубопроводам, где на горизонтальной или вертикальной оси укреплен с эксцентриситетом чечевицеобразный или плоский диск. Эксцентриситет обеспечивает закрытие водовода при отходе системы управления затвором. При полном закрытии отверстия диск разворачивается в плоскость, почти перпендикулярную оси трубопровода, и смыкается с уплотнением (резиновым или бронзовым кольцом по периметру). При частичном открытии, особенно при угле поворота 10...30°, происходит интенсивное вихреобразование, вызывающее вибрацию и, как следствие, усталостное разрушение. Затвор неустойчив при полном открытии и должен принудительно (приво-

дом) фиксироваться. Дисковые затворы с неподвижными обтекателями по оси водовода придают диску в открытом положении более совершенную гидравлическую форму.

Достоинства дроссельных затворов: малое поворотное усилие, особенно при вертикальной оси вращения; легкость и быстрота маневрирования; значительная экономия в металле (не требуется устройства башен или эстакад с тяжелыми грузоподъемными механизмами); простота и компактность при двухпозиционном регулировании (открыто — закрыто). Дисковые затворы применяют как аварийные для напорных трубопроводов и как основные для водовыпусков, трубчатых водовыпусков или водовыпусков из открытого канала в трубопроводы мелиоративных систем.

В качестве основных нерегулирующих затворов водоспусков применяют дисковые затворы диаметров 1,6...3,45 м при напорах 55...150 м. При напорах — 20... м дисковый затвор можно использовать как регулиру-

щий; при диаметре до 1 500 мм их выпускают серийно.

Игольчатые и кольцевые затворы (рис. 9.26, в). Они включают стальной корпус, присоединенный к трубе водоспуска, внутри которого на ребрах жесткости установлен неподвижный цилиндр с напорным обтекателем. Закрытие или открытие отверстия осуществляется перемещением подвижного цилиндра с иглой, под действием разности сил в полостях *A* и *B*: при подаче в полость *A* давления ВВ, в полость *B* — давления НВ подвижный плунжер 12 закрывает отверстие; при подаче в полость *B* давления ВВ (в полости *A* оно равно давлению НВ) отверстие открыто. Перемещая иглу 14, создают в полости *A* промежуточное давление и имеют промежуточное открытие. Рассматриваемый затвор — вододействующий.

Достоинства его: надежность, отсутствие вибраций и кавитационных повреждений, плавное регулирование расхода. Недостатки: сложность изготовления и монтажа, высокая стоимость.

Кольцевой затвор — модификация игольчатого; подвижный цилиндр не имеет игольчатой части; отверстие перекрывается непосредственно подвижным цилиндром.

Игольчатые и кольцевые затворы обычно устанавливают в конце водовыпуска или водосброса (напор до 800 м; диаметр до 6,5 м). Их используют в качестве основных в водосбросах и водовыпусках высоконапорных плотин; струя выбрасывается в атмосферу или в расширенный участок трубопровода (камеру гашения). Затворы малых диаметров могут работать практически при любом напоре.

Конусные (телескопические) затворы (рис. 9.26, г). Они состоят из неподвижного патрубка, конусного экрана, укрепленного на крестовине, и подвижного цилиндра, перекрывающего кольцевую щель между торцом патрубка и экрана. Вода из подводящего напорного трубопровода протекает между ребрами жесткости и выбрасывается в виде полой струи, что повышает эффективность гашения вследствие сильного разбрызгивания и аэрации. Расход регулируется подвижным патрубком (клапан), перемещаемым гидравлическим или электрическим приводом. Значительное разбрызгива-

ние не всегда приемлемо по условиям работы близлежащих сооружений (из-за выноса ветром брызг на линии электропередач и др.). Для борьбы с разбрызгиванием потока применяют насадки и камеры гашения (см. рис. 9.26, г). Конусные затворы наиболее эффективно работают в режиме свободного истечения (в противном случае возможна вибрация). Их применяют в качестве основных затворов водосбросов, водовыпусков, водоспусков плотин различных напоров. В СССР конусные затворы успешно используют на водовыпусках плотин в Средней Азии (Ортокойская, Кировская и др.).

9.6. ЭКСПЛУАТАЦИЯ И АВТОМАТИЗАЦИЯ ЗАТВОРОВ, ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ МАНЕВРИРОВАНИЯ

9.6.1. Оборудование для маневрирования затворами

Общие сведения. Технологический процесс гидротехнических сооружений обеспечивается маневрированием затворов. Маневрирование бывает ручное, полуавтоматическое или автоматическое; оно осуществляется специальным оборудованием: это механизмы и устройства для перемещения затворов или подъемно-опускные (дожимные) тяговые органы, приводы, аппаратура управления. Механизмы для маневрирования затворами могут быть стационарными (обслуживающими только один затвор) и подвижными (один механизм на несколько затворов). Тяговые органы или подвески затворов делятся на жесткие и гибкие. По конструкции и способу присоединения к затвору механизмы бывают с гибкой подвеской (лебедки, краны и тельферы) и с жесткой тягой — механические и гидравлические подъемники и приводы. Механизмы с гибкой подвеской применяют, если создание дожимных усилий при опускании затвора не требуется.

Стационарные механизмы применяют при необходимости в короткий срок поднять или опустить один или несколько затворов (на реках с быстронаступающими паводками и др.), если применение подвижного механизма экономически не оправдано; при авто-

матизации управления обычными затворами (не автоматами); при ручном маневрировании; при малом числе затворов на сооружении, особенно при их рассредоточении (например, вдоль канала), что характерно для мелиоративных систем; при автоматизированном управлении подвижное оборудование неэкономично.

Подвижные механизмы (краны — козловые, иногда мостовые и тельферы) применяют: при большом числе однотипных затворов (более 4) и отсутствии необходимости в быстром и одновременном маневрировании; при наличии аварийных или ремонтных затворов, переставляемых из одного отверстия в другое; при посадке на порог затворов, не требующих дожимных усилий.

Особенности механизмов для маневрирования затворами: небольшая скорость подъема и опускания затворов — от 0,2 до 2 м/мин, при ручном приводе 0,01...0,05 м/мин; большие тяговые усилия при небольшой мощности двигателей (исключение составляют механизмы маневрирования затворов сооружений на реках с быстронарастающими паводками); использование при заклинивании или зависании крупных затворов автоматических ограничителей перегрузки или свободного хода.

Стационарные и передвижные подъемники. *Подъемники с гибкой подвеской.* Лебедки перемещают затвор канатами или пластинчатыми цепями; устанавливают их на служебных мостах или на быках (рис. 9.27). Синхронность движения обеспечивается механически (синхронизирующим валом) или электрически (электрическим валом). Принцип действия более совер-

шенной электрической синхронизации — при отклонении в нагрузке на одной из подвесок нарушается равновесие токов в управляющей схеме и в ней появляется уравнивающий ток, увеличивающий крутящий момент отстающего двигателя, что восстанавливает равновесие. Электрический вал можно применять при больших пролетах и при отсутствии служебного моста. При пролетах до 10 м применяют и механический вал без моста. Грузовые реле автоматически отключают двигатель при перегрузке в 1,25...1,3 раза, имеется реле и для предохранения механизма от удара во время опускания.

Передвижные краны делятся на мостовые (наиболее распространены на гидроэлектростанциях), на плотинах их применяют редко; порталные — их устанавливают на подвижных опорных конструкциях (порталах), перемещаются они вдоль фронта затворов по специальным подкрановым путям. В козловых кранах в отличие от порталных опорные ноги располагаются наклонно к верхней раме (получили преимущественное применение). Их достоинства по сравнению с мостовыми: отсутствие высоких эстакад; возможность использования при эксплуатации затворов и при строительстве и монтаже; стоимость их меньше. Тельферы (монорельсовые тележки) используют на небольших сооружениях для ремонтных затворов, транспортировки затворов (решеток), иногда для маневрирования основными затворами при одной точке подвеса. Опоры для тельферов располагают на быках. Дистанционное управление ручное.

Подъемники с жесткой подвеской. Механические подъемники бывают винтовые (рис. 9.28, а) и реечные. На мелиоративных системах наиболее распространены винтовые подъемники; используют их и на небольших плотинах, регуляторах, водосбросах, водовыпусках на мелиоративных каналах. При небольших затворах подъемники имеют одну точку подвеса, при больших — одну или две. В последнем случае грузовые редукторы подъемников соединены синхронизирующим валом. Подъемники имеют высоту подъема 3 м, максимальная длина штоков (винтов) до 5 м при диаметре 40...80 мм; расстояние между точками подвеса двухвинтовых подъемников 2,5...5 м.

Гидроподъемники (рис. 9.28 б).

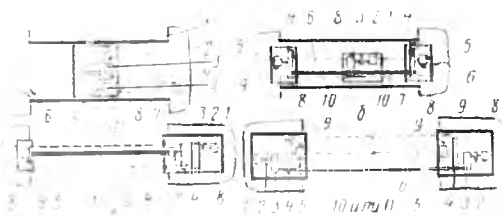


Рис. 9.27. Подъемные механизмы с гибкой подвеской:

а — схемы установки лебедок над пролетами затворов (а — с одним двигателем; б — с двумя двигателями); 1 — двигатель; 2 — тормоз; 3 — редуктор; 4 — грузовая передача; 5 — выходное устройство; контур затвора и паза; 7 — служебный мост; 8 — рама механизма; 9 — точка подвеса затвора; 10, 11 — валы механической синхронизации и электрический.

В них тяговое усилие создается давлением (до 30 МПа) рабочей жидкости на поршень гидроцилиндра. Рабочая длина цилиндра равна ходу затвора; внутренний диаметр цилиндра до 70 см. Достоинства гидроподъемников: большая грузоподъемность при малых размерах механизмов; высокая скорость подъема и опускания затворов; простота механических передач; удобство компоновки; возможность автоматизации, дистанционного управления. Недостатки: трудности эксплуатации на открытом воздухе в суровых климатических условиях (загустение масла; для сооружений оросительных систем, работающих сезонно, это не является препятствием); медленное опускание затворов, подвешенных на гидроподъемниках, под действием собственного веса вследствие протекания масла около поршня в системе маслопроводов и золотников; возможность изгиба и потери устойчивости штоков при дожиме затворов (дожимное усилие ограничивают 50...70 % тягового).

На сооружениях метиоративных систем, рассредоточенных на реках и каналах большой протяженности, первоепенную значимость приобретает вопрос создания систем маневрирования на базе возобновляемого источника энергии — энергии потока воды (ЭПВ). Одна из конструкций преобразователя ЭПВ приведена на рисунке 9.29; [12] он показан в привязке к сооружению 1 и состоит из питающего трубопровода 2, диафрагмы 3 для измерения рас-

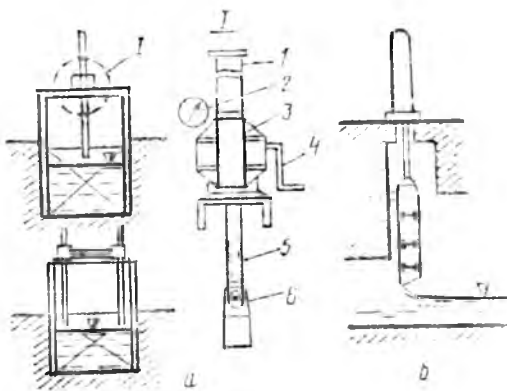


Рис. 9.28. Подъемные механизмы с жесткой тягой:

а — схемы установки винтовых подъемников; б — схема установки затвора с гидроподъемником; 1 — кожух для помещения свободного конца винта; 2 — указатель положения; 3 — грузовой редуктор; 4 — рукоятка ручного подъема; 5 — винт; 6 — подвеска к затвору.

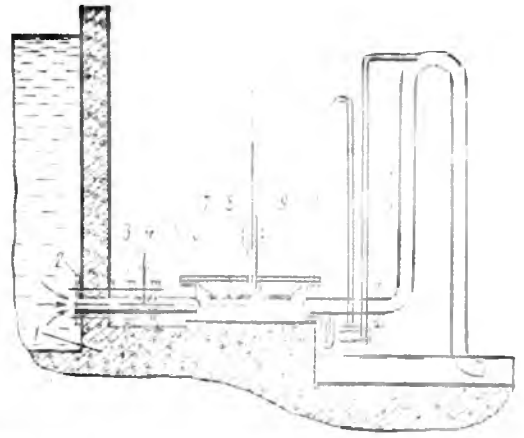


Рис. 9.29. Преобразователь энергии потока воды.

хода, задвижки 4, рамки 5, обеспечивающей герметичность мембраны прижатием края мембраны к камере 6 (к ее полкам), мембраны с жестким центром 7, штока 8, сосуда 9, сифона 10 и двух трубок 11 и 12. Сифон 10 соединяет полость камеры с атмосферой. Трубки 11 и 12 предназначены для срыва вакуума. При проектировании преобразователя задается некоторое превышение уровня воды ВВ над гребнем сифона для обеспечения нормальной работы преобразователя. Не нагруженная мембрана с жестким центром 7 перемещается практически совместно с уровнем воды в камере, в то время как для подъема нагруженной необходимо определенное столб воды в полостях трубы 5 (определяемой напором в ВВ) и сифона 10. Расчетное усилие на штоке 8 — функция эффективной площади мембраны и максимального давления в камере, определяемого высотой гребня сифона. При открытой задвижке 4 вода из ВВ сооружения 1 по трубопроводу 2 через диафрагму 3 поступает в полость камеры 6, трубки 11 и сифона 10 и, наполняя полости, под повышающимся давлением поднимает мембрану с жестким центром 7 и штоком 8. Достигая при наполнении верхнего колена трубки 11, вода малой струйкой сливается в сосуд 9 и, наполняя его, перекрывает вход в трубку 12, прекращая тем самым связь полости с атмосферой. Трубка 12 представляет обратный пьезометр-вакуумметр. По мере повышения уровня в сифоне происходит процесс его зарядки, к торый характеризуется увеличением вакуума паде-

нием давления в камере, увеличение (вследствие последней) расхода воды сифона.

Под действием вакуума вода сосуда 9 поднимается по трубке 12 (фактически поочередно по трубкам в сифоне), в то время как вследствие падения давления в камере прекращается доступ воды по трубке 11 в сосуд 9. Таким образом, объем сосуда практически определяется объемом трубки 12. За процессом зарядки идет опорожнение камеры б и, как следствие, падает давление в ней (из-за неразрывности потока воды). Падение давления в камере увеличивает расход действующего напора, так как уровень воды в ВБ в это время практически неизменен, а следовательно, пропорционально напору увеличивается поступающий расход в камеру и сифон. Процесс заканчивается зарядкой сифона, что означает работу его полным сечением. Затем камера вновь опорожняется. При опорожнении происходит опускание мембраны с жестким цилиндром в крайнее нижнее положение, а при наполнении — подъем мембраны. Мембрана с жестким цилиндром 7 и штоком 8 движется возвратно-поступательно. Совершаемую при перемещении мембраны полезную работу можно использовать непосредственно или преобразовать в другой вид энергии.

Тяги, соединяющие затворы с подъемными механизмами (рис. 9.30). Тяги соединяются с подъемным механизмом; они бывают гибкими (стальные тросы, пластинчатые цепи) и жесткими (винты, зубчатые и цепочные рейки, штанги и тяги). Узлы подвески совмещаются с опорно-концевыми стойками или вертикальными диафрагмами. В гидropодъемниках тягой обычно служит шток, соединенный с затвором, а также трос или цепь, соединяющие затвор со штоком.

Подхваты, захватные балки, дожимные грузы. Для фиксации под-



Рис. 9.30. Приспособления для подвески затворов:

1 — затвор; 2 — шарнир подвески; 3 — блоки полиспастов; 4 — затвор сетевого сооружения.



Рис. 9.31. Подхваты (а) и захватные балки (б). 1 — затвор; 2, 3, 4 — соответственно консольный, двухопорный и откидной подхваты (схемы); 5 — направляющие колеса балки; 6 — замок балки; 7 — центрирующие штыри.

тых затворов (обычно при передвижных механизмах) используют подхваты (рис. 9.31, а) — стальные упоры, укрепляемые на быках (консольные, двухопорные, откидные); более надежны двухопорные подхваты (на них возможна передача значительных нагрузок).

Для подъема и опускания шандоров, иногда плоских затворов, сородерживающих решеток на многопролетных сооружениях при подвижных подъемных механизмах и большой высоте подъема эффективны захватные балки (рис. 9.31, б) — металлические конструкции, перемещаемые в пазах затвора; от перекоса их предохраняют направляющие колеса. При опускании балки происходит сцепление замка с подвеской затвора, после чего ее поднимают вместе с затвором.

Вследствие увеличения сил трения при закрытии глубинного отверстия плоским затвором иногда применяют принудительную посадку затвора, для чего затвор пригружают дожимным грузом (набор чугунных болванок в раме, или железобетонная балка, или несколько балок).

Служебные мосты. На них располагают стационарные подъемные механизмы или перемещаются краны, их используют и как пешеходные (служебные). Часто мосты имеют комплексное назначение.

9.6.2. Автоматизация работы затворов гидротехнических сооружений на мелиоративных системах, вододействующие затворы-автоматы

Основная задача автоматизации затворов гидротехнических сооружений — поддержание заданного режима работы (уровня перед затвором или за ним, расхода и т. п.). Затворы, маневрирование которых осуществляется подъемниками с электродвигателем, оснащены автоматизированным элек-

троприводом механизмов подъема. Возможно применение конструкций электрических или электрогидравлических авторегуляторов [12].

Учитывая особенности сооружений мелиоративных систем — пространственную рассредоточенность на каналах; сравнительно редкое маневрирование затворами; отсутствие в большинстве случаев постоянного надзора, наиболее рациональна автоматизация затворов на базе гидравлической энергии. Гидравлическую энергию можно использовать непрерывно или прерывисто (с предварительной концентрацией ее и последующим использованием, например, в гидродействующих системах маневрирования затворами), непосредственно, то есть в чистом виде или путем использования производной от нее энергии, например пневмоэнергии. Выбор способа использования энергии определяется местными условиями, особенностями объекта и процессов, протекающих в нем. Желательно, чтобы изменение регулируемого параметра (уровня воды в бьефе, расхода, давления или напора в трубопроводе, призмы наносов перед промыванием и т. п.) воспринималось непосредственно (в затворах-автоматах прямого действия) или посредством через датчики (в затворах-автоматах непрямого действия) в виде изменения действующих на него сил; затвор-автомат сам корректирует свое положение, обеспечивая стабилизацию регулируемого параметра.

Наиболее просто преобразовать в затворы-автоматы вододействующие затворы, так как в них достаточно в схему ввести гидравлический (например, поплавковый) датчик, управляющий вливом или сливом (в зависимости от уровня) интегрирующего звена (камеры затвора, камеры противовеса-поплавка) в зависимости от конструкции затвора. Пример таких решений — вододействующие секторные (прислонные), цилиндрические затворы-автоматы крышевидные и др.

Достоинства вододействующих затворов-автоматов (с камерами давления, с камерами с противовесом-поплавком и т. п.): высокая точность регулирования (до ± 1 см); возможность дистанционного управления; нетребовательность к режиму истечения; устойчивость в работе и т. д. Но конструкции их по сравнению с затворами-автоматами

прямого действия сложнее, они отличаются малой скоростью регулирования, для них характерны запаздывание, большая инерционность, требовательность к потоку (мутность, мусор). Поэтому их рекомендуется ставить там, где процессы протекают медленно — на каналах с уклонами намного меньше критических. Наиболее уязвимым для них является возможность заливания наполняемых (опорожняемых) камер. Поэтому стремятся создавать затворы-автоматы без проточности камер текущей водой сооружения.

Для сооружений с резко изменяющимися расходами, уровнями, особенно где поток несет обилие наносов, мусора (горные водозаборные узлы и сооружения на реках и каналах горной зоны), а также для автоматизации наиболее ответственных сооружений (водозаборные узлы, головные регуляторы, сооружения аварийной защиты, водосбросы) более предпочтительны прямодействующие затворы-автоматы, отличающиеся простотой конструкции, высокой чувствительностью и скоростью регулирования. Однако они не приспособлены к изменению установки уровня и требуют высокого качества изготовления и монтажа. Ввиду простоты конструкций, надежности и устойчивости в работе и хороших эксплуатационных качеств эти затворы нашли наибольшее применение. Запорно-регулирующим органом служит обычно клапан (плоский, цилиндрический или сегментный затвор). Движение этого органа, как правило, вращательное.

Перспективны клапанные вододействующие затворы-автоматы типа «кинематический трехзвенник», применяемые на сетевых и водозаборных узлах сооружений. Разработаны плоский и сегментный клапанные затворы-автоматы с корректирующими лекалами и с рычагами-корректорами, с гидросилителем и без него. Имеются затворы для прямоугольных, параболических, трапециевидных отверстий; с уплотнениями на полотно затвора (движущиеся в закладных частях — боковых щеках) и с уплотнениями на закладных частях — прислонные и др. Затворы-автоматы с рычагами-корректорами, получившие наибольшее распространение, приведены на рисунке 9.32, а, б.

Плоские (или сегментные) вододействующие затворы-автоматы имеют

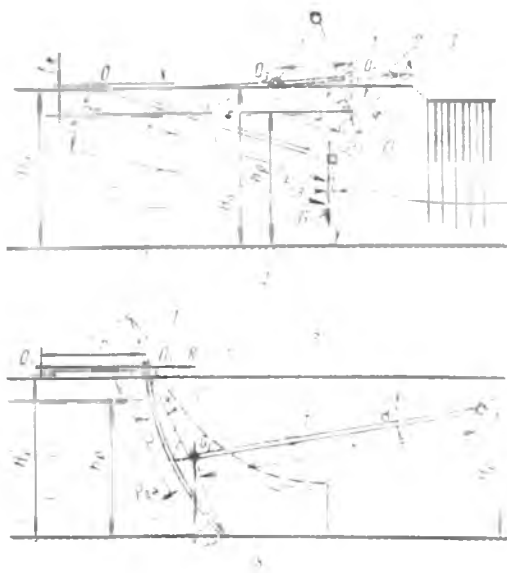


Рис. 9.32. Клапанные вододействующие затворы-автоматы:

a — плоский клапанный; *б* — сегментный клапанный; *1* — рычаги-корректоры; *2* — полотнище затвора; *3* — качающаяся рама; $P_{гд}$ — гидродинамическое давление; *G* — вес затвора.

пролетное строение в виде плоского или сегментного полотнища *2*, шарнирно-опирающиеся посредине на качающуюся раму — ноги *3* и на рычаги-корректоры *1* в верхней части (см. рис. 9.32, *a*). Принцип действия основан на уравнивании моментов сил, действующих на затвор относительно осей O , O_1 , O_2 , O_3 . Движение осуществляется под действием гидродинамического давления на обшивку затвора $P_{гд}$, веса затвора G , и возникающих от действия реакций качающейся рамы (ног) и рычагов-корректоров. Вес затвора определяют по результатам статического расчета на гидравлическую нагрузку (недостающий до расчетного вес затвора обеспечивается пригрузкой балластом).

9.6.3. Эксплуатация и выбор типа затворов

В процессе эксплуатации металлические части ржавеют, корродируют, истираются наносами и льдом, смазка в подшипниках вымывается, уплотнения расстраиваются и др. Особенно затруднена работа затворов при обмерзании опорно-ходовых частей и уплотнений. Для обеспечения бесперебойной работы затворы и их механизмы периодически осматривают, своевременно-

но устраняют замеченные дефекты, сменяют изнашиваемые части, чистят камеры или емкости (при их наличии), чистят и смазывают вращающиеся детали, возобновляют окраску частей, находящихся в условиях повышенной влажности. Особенно внимательно нужно следить за работой затворов в зимних условиях; нельзя допускать обмерзания затворов и замерзания жидкости в системах гидравлического управления. Борьбу с обмерзанием ведут устройством майн перед затвором, обогревом или использованием тепла нижних слоев воды. Устройство майн применяют на небольших сооружениях; для уменьшения давления льда на обшивку, ледяной покров разрушают, образуя майну или прорубь.

Закладные части обогревают: естественной циркуляцией горячего масла или воды (по трубам, проложенным вдоль вертикальных закладных частей), или искусственной (вдоль горизонтальных элементов); электрическим током, пропускаемым через закладные части или шины; индукционным нагревом. Наиболее эффективен обогрев обшивки электропечами, расположенными в пролетном строении затвора; устройством с низовой стороны теплоизоляции, создающей замкнутую полость. На крупных сооружениях во избежание образования плотного льда перед затвором периодически выпускают струи сжатого воздуха. Для использования тепла глубинных слоев воды с целью создания майн перед затворами применяют барботажные установки (барботаж — продавливание воздуха через слой жидкости). Поднимаясь, воздух увлекает за собой более теплую на глубине воду, перед затворами или решетками появляется майна. Используют и плавучие установки с многолопастным винтом диаметром 0,25... 0,9 м; при его вращении восходящий поток воды выносит из глубины более теплую воду. В зоне умеренного климата для предохранения от охлаждения и обмерзания затворы с низовой стороны укрывают двумя рядами досок с прокладкой между ними войлока.

Гидравлическую систему приводов затворов отепляют, пропуская по водоводам горячую воду или масло под напором. При выборе затворов необходимо стремиться к минимальному числу их типов, а для данного типа — к минимальному числу типоразмеров, что

особенно важно на мелиоративных системах, характеризующихся множеством однотипных сооружений.

Основные требования к затворам-автоматам — готовность к действию в любой момент и безотказность в работе.

При выборе затворов исходят прежде всего из того, о каком затворе идет речь: основном, ремонтном, аварийном, обычном или автоматически действующем и т. д. Необходимо учитывать рекомендуемую область их применения. Выбранный затвор должен отвечать требованиям, предъявляемым к нему данным сооружением.

При выборе затворов-автоматов, затворов с автоматизированным приводом управления необходимо учиты-

вать: амплитуду колебания расходов, уровней и т. д.; допустимое отклонение регулируемого параметра от заданного значения; допустимое время регулирования (время переходного процесса).

Особый интерес представляет выбор затворов-автоматов по роду действия.

Если регулируемая среда (поток воды) создает усилия, достаточные для перемещения затворов, и особенно если при этом регулирующая величина неизменна во времени (например, уровень воды в верхнем бьефе), предпочтительнее затворы-автоматы прямого действия как более простые по конструкции, более надежные и устойчивые в работе.

10.1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О РУСЛОВЫХ ПРОЦЕССАХ И ДЕФОРМАЦИЯХ

10.1.1. Естественные факторы руслообразования, определяющие морфологические элементы потока и русла

Главнейшие характеристики рек — это морфологические элементы потока и русла: ширина, глубина, форма и площадь поперечного сечения, скорости течения, уклон водной поверхности, транспортирующая способность потока, шаг и кривизна излучин (меандр) и др. Эти элементы конкретны для каждого участка реки. Они сформировались как результат длительных русловых процессов в условиях взаимодействия потока с наносами и русла. Русло задает потоку глубину, форму, скорость течения и другие элементы и этим влияет на поток. Поток, в свою очередь, может размывать или заносить наносами русло и формировать его.

Взаимодействие потока и русла происходит по принципу саморегулирующегося природного механизма, который под влиянием внешних причинных факторов выбирает единственный возможный режим, характеризующийся равновесным состоянием систем (устойчивостью), а также наименьшими затратами энергии.

Внешние причинные факторы русловых процессов, в результате которых формируются русло и поток с конкретными морфологическими элементами, — это водность реки, наносы и ограничивающие условия.

Водоносность реки влияет однозначно: чем она больше, тем (при прочих равных условиях) больше ширина, глубина, скорости течения, шаг излучин, меньше уклон потока и т. д. В расчетных формулах водоносность реки

выражается через руслоформирующий расход воды Q_p , при котором поток в русле обладает наибольшей кинетической энергией и, следовательно, наибольшей активной руслоформирующей способностью. Обычно он соответствует уровню воды вровень с бровками пойменных берегов.

Русловые процессы происходят при затратах энергии. Генератором и носителем энергии является водный поток, поэтому он представляет активный фактор руслообразования.

Наносы, а также их отложения в русле (русловые отложения) воздействуют на поток пассивно, изымая энергию. Во взаимодействии с потоком наносы проявляют либо только свое качество (крупность), либо качество и количество (крупность и расход наносов). Чем крупнее наносы и чем их больше, тем больше скорости течения, уклон потока и меньше поперечные размеры его.

Ограничивающие условия — это третий причинный фактор руслообразующих процессов. Формирование русла в результате взаимодействия водного потока и наносов (или их отложений на дне и у берегов) называют свободным. Часто берега или дно реки сложены трудноразмываемыми грунтами (связными или скальными). Это условие приводит к формированию русла в стесненных условиях. Естественно, что в этом случае морфологические элементы потока и русла могут отличаться от таковых же при свободном формировании.

Ограничивающие условия создают также искусственные сооружения (мосты, дамбы, набережные и др.) и растительность (травянистая, кустарниковая и древесная). В условиях средних и малых рек береговая растительность оказывает сильнейшее ограничивающее воздействие и влияет на морфологические элементы потока и русла.

10.1.2. Способность русловых отложений образовывать отмостку

Отмосткой русла называется укрупнение фракционного состава русловых отложений в ходе русловых процессов.

Размывающая скорость неодинакова для различных грунтов и определяется двумя составляющими: массой их зерен и силами сцепления. Для крупных зерен сила сцепления практически отсутствует и поэтому прослеживается четкая связь: чем крупнее зерна, тем большее касательное усилие потока они могут выдержать, не сдвигаясь, и, значит, тем большая скорость требуется для того, чтобы вызвать размыв отложений из них. У зерен менее 1 мм (особенно менее 0,15 мм) проявляются силы связности и тем больше, чем мельче частицы (с уменьшением крупности частиц сыпучие грунты переходят в связные). На рисунке 10.1 приведены характеристики размываемости русловых отложений в зависимости от крупности их зерен. Изгиб кривой в нижней части — это результат усиливающегося влияния сил сцепления.

Анализируя рисунок 10.1, можно сделать вывод о том, что для грунтов мельче 0,7...1 мм размывающая скорость мало зависит от крупности зерен и примерно одинакова. Целесообразно эти грунты назвать мелкозернистыми. В области крупнозернистых

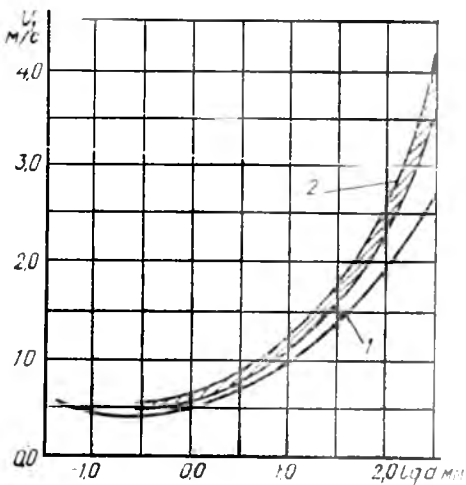


Рис. 10.1. Зависимость размывающей и неразмывающей скоростей при $H=1$ м от диаметра зерен русловых отложений:

1 — неразмывающие скорости по СНиП II-52-79;
2 — размывающие скорости по В. Н. Гончарову, А. А. Черкасову, Г. И. Шапову, Б. И. Студеничкину, Г. С. Чекулаеву.

грунтов наблюдается четкое однозначное увеличение размывающей скорости от крупности зерен. Такое качественное различие во взаимодействии русловых отложений и потока приводит к очень важным последствиям.

При размыве дна потоком вначале подхватываются наиболее мелкие зерна песка, гравия или гальки и лишь при достижении наибольших скоростей потока в движение вовлекаются зерна всех крупностей. Поскольку период действия потока с наибольшими скоростями ограничен небольшим временем в году, то он в результате размыва вымывает и уносит преимущественно мелкие зерна.

В верхнем слое русловых отложений происходит скопление наиболее крупных зерен, то есть отмостка. Ее способны образовывать только крупнозернистые грунты и наносы. В. Н. Гончаров рекомендует определять сопротивляемость русла размыву по среднему диаметру наиболее крупной фракции, которая на кривой фракционного состава находится в пределах от 95 до 100% (d_{95}).

Иначе воздействует поток на мелкозернистые отложения. При достижении потоком порога размывающей скорости в движение приходят одновременно все зерна русловых отложений: пылеватые и песчаные. Поэтому фракционный состав на поверхности русловых отложений и сопротивляемость их размыву не изменяются. Мелкозернистые русловые отложения неспособны увеличивать свою сопротивляемость размыву путем образования отмостки.

10.1.3. Устойчивость русл. Два уровня взаимодействия потока и русла

Под *устойчивостью русла* понимают его способность сопротивляться деформациям при изменении режима потока. Продольный уклон потока на большой длине (несколько излучин) постоянен во времени. Он обусловлен длительным периодом формирования русла и нахождения его в состоянии относительного равновесия. Уклон, как и другие морфологические элементы, зависит от причинных факторов: водности потока и наносов. При разных их сочетаниях в течение длительного времени сформировались русла рек с различными уклонами и с раз-

личной продольной и поперечной устойчивостью.

Устойчивость русла представляет значительный интерес для гидротехнического строительства. Русла рек принято подразделять на устойчивые и неустойчивые. Для этого используют специальный критерий — номинальную транспортирующую способность потока, которая определяется руслоформирующим расходом воды и крупностью наибольших зерен на дне русла d_{95} . По этому диаметру, определяя размывающую скорость при руслоформирующем расходе воды, находят транспортирующую способность потока. При таком определении номинальной транспортирующей способности потока никак не учитывается количество наносов, поступающих в русло с водосборного бассейна. А именно разное количество наносов приводит к формированию устойчивых или неустойчивых русел.

Если фактическая длительно транспортируемая нагрузка потока наносами не превышает его номинальную транспортирующую способность, то формируется устойчивое русло. Эта устойчивость относительная, так как скорости течения в половодье достигают размывающих значений, поток размывает отдельные участки русла. В потоке содержатся наносы и имеется возможность путем аккумулятивных деформаций наращивать отдельные места. Взаимодействие потока и русла в этом случае происходит на уровне размывающей способности потока, которая определяется размывающей скоростью. Количество наносов в потоке не влияет на морфологические элементы потока и устойчивого русла.

Насыщенность речного потока наносами определяется энергетическим состоянием ручейков на склонах водосборного бассейна, литологией, климатом и другими факторами. Если нагрузка потока наносами превышает номинальную транспортирующую способность потока, то на формирование русла влияет не только их крупность, но и количество. Из условия необходимости транспортировать наносы транзитом за многие тысячелетия уже сформировались русла рек, которые обеспечивают приближенное равновесное состояние между количеством наносов, приносимых потоком сверху, и количеством, которое транспортируется на

рассматриваемом участке реки. В таких руслах установились скорости течения, которые превышают размывающие для русловых отложений, и они неустойчивы. Взаимодействие потока и такого русла происходит на уровне транспортирующей способности потока. Количество наносов в потоке в этом случае непосредственно влияет на морфологические элементы потока и русла. Даже в естественных условиях количество наносов — это самый изменчивый фактор. Гидротехнические сооружения сильно влияют на наносный режим потока, и поэтому в неустойчивых руслах деформации всегда значительны.

10.1.4. Классификация русел рек

Различные качественные и количественные условия проявления внешних причинных факторов руслообразования привели к формированию русел рек с различными морфологическими характеристиками, которые могут быть объединены в девять типов. Основой классификации являются четыре типа русел, характеризующихся наличием или отсутствием отмытки в русле (два качества), а также устойчивостью русла (тоже два качества). Мелкозернистые наносы неспособны образовывать отмытку, поэтому выделяются два типа русел из мелкозернистых грунтов: устойчивые и неустойчивые. Аналогично выделены русла и из крупнозернистых наносов. В таблице 10.1 приведена классификация речных русел, позволяющая определить тип русла по внешним признакам при маршрутном обследовании участка реки.

10.1.5. Расчетные морфологические элементы русел

При проектировании речных гидротехнических сооружений выполняют расчеты морфологических элементов русла в естественном состоянии и при воздействии сооружений. Они существенно влияют как на технические решения, так и на экономические показатели проекта. Методика таких расчетов рассматривается в специальных разделах русловой гидротехники, и здесь даются лишь общие направления; детали могут быть изучены по специальной литературе.

Уравнения, описывающие морфоло-

10.1. Типы речных русел

Признак классификации	А. Типы русел из современного аллювия				
	I	II	III	IV	V
	мелкозернистое устойчивое	мелкозернистое неустойчивое	песчаное с гравием и дресвой	крупнозернистое устойчивое	крупнозернистое неустойчивое
Характеристика русла	Дно песчаное или илесто-е, берега высокие, крутые, заросшие; русло однорукавное	Дно песчаное (могут быть окатыши); берега частично высокие из супеси, частично пологие из песка; русло многорукавное	Дно песчаное с небольшим количеством гравия, не об-разующего в отложениях скелета; берега частично высокие из суглинка, частично пологие из песка; русло многорукавное	Дно сложено подвижным гравием, галечником, валунами и их смесями; берега большей частью крутые из сунеси с включением гравия, заросшие; русло однорукавное	Дно сложено подвижным гравием, галечником, валунами и их беспорядочными смесями; берега частично крутые (размываемые пойменные), частично пологие; русло многорукавное
Деформация берегов	В редких местах размывается вогнутый берег, на преобладающей длине берега устойчивы (заросшие)	На значительном протяжении берега размываются и намываются, зарастают только долго не перемываемые участки берега	Берега размываются значительно, русло в плане сильно блуждает, отдельные неразрушаемые участки покрыты растительностью. Часто русло ограничивают отложения надпойменных террас	Берега преимущественно крутые, заросшие, разрушаются на вогнутых участках на ограниченной длине	Берега низкие, большей частью пологие, интенсивно меняют местоположение (не успевают зарастать деревьями, а иногда и кустарником)
Наличие отмости в бытовых условиях	Нет	Нет	Нет, но может проявиться в отдельных местах или при эрозионных процессах	Четко выражена	Нет или слабо выражена после отмыва за время межени
Характеристика пойменных образований	Пойма высокая, старая, затопляемая в многоводные годы	Преобладает пойма средней высоты, распространены участки низкой поймы, затопляемые ежегодно; встречаются также поднятые участки высокой поймы и надпойменных террас. Много внутрирусловых образований (осередки, острова), которые интенсивно меняют свои размеры и местоположение		Пойма развита слабо; встречаются участки высокой поймы. В отдельных расширениях русла могут быть осередки	Пойма низкая и средняя, развита значительно; внутренние расширения русла часто перемыкаются
Процессы на пойме	Слабый наплот	Наплот от слабого до мощного; в контурах пояса блуждания поймы перемыкается		Наплот слабый, на осередках и островах часто наплот нет, прибрежная полоса одернована	Наплот нет или очень незначительный; внутренние расширения русла часто перемыкаются
Преобладающие формы наносов	Песчаные крупные	Песчаные, преобладающие в стоке по нагрузке потока наносами		Наиболее крупные зерна гравия, гальки, валунов	Преобладающая по нагрузке потока наносами фракция
Формы интенсивности речных процессов	Аккумулятивный процесс почти не выражен, интенсивность слабая	Вековая аккумуляция от слабой до значительной, интенсивность повышается с увеличением степени неустойчивости русла		Вековая аккумуляция слабая, интенсивность проявляется незначительно в виде небольших местных деформаций	Достаточно интенсивный аккумулятивный процесс; русловые процессы от активных до бурных

Б. Русла в унаследованных грунтах

- VI — русла в несвязных грунтах палеорек и палеопотоков, которые не могут перемещаться современным потоком;
 VII — русла в связных и скальных грунтах (по всему периметру или на части его);
 VIII — русла в торфяных грунтах;
 IX — сложные русла (сочетание из 2...3 предыдущих типов).

гические элементы в зависимости от причинных внешних факторов руслообразования, должны быть основаны на следующих трех условиях: динамического равновесия потока (обычно формула Шези), размывающей или транспортирующей способности потока, определенности формы поперечного сечения. Поскольку последние условия количественно выражаются различными формулами, то для каждого типа русл имеется своя группа формул.

В качестве важнейших морфологических элементов потока и русла при руслоформирующем расходе Q_0 определяют среднюю глубину потока (при завершении формирования) H_0 , ширину русла по зеркалу B_0 , осредненный на длине нескольких излучин уклон свободной поверхности потока i_0 .

Формулы не учитывают воздействие ограничивающих факторов, в том числе и растительности.

Для русл I типа:

$$H_0 = \left(\frac{Q_0}{v_1 k^{1/m}} \right)^{1/(1+\alpha+1/m)}, \quad (10.1)$$

$$B_0 = (kH_0)^{1/m}, \quad (10.2)$$

$$i_0 = 0,00049 \frac{v_1^{2,095}}{Q_0^{0,095}} \left(\frac{n}{0,02} \right)^3, \quad (10.3)$$

где k и m — параметры формулы русла по С. Т. Алтунину; для песчаных отложений $k=3$, $m=0,5$; n — коэффициент шероховатости по Маннингу, определяемый из формулы Шези по результатам мгновенной съемки уровней при расходах воды, близких к руслоформирующему; v_1 — размыкающая скорость потока для грунтов при средней глубине потока 1 м.

В формировании русл II и III типов решающим фактором будет нагрузка потока руслообразующими фракциями наносов (обычно песок крупнее 0,05... 0,07 мм).

Произведение мутности потока (ρ , кг/м³) на среднюю гидравлическую крупность состава наносов (u , м/с) А. Н. Гостунский назвал нагрузкой потока наносами. Ее вычисляют по средней расчетной мутности потока (при расходе воды, близких к руслоформирующему) и фракционному составу наносов (ρu , $\frac{\text{кг} \cdot \text{м}}{\text{с}} \cdot \frac{1}{\text{м}^3}$).

Гидравлическую крупность зерен наносов определяют в зависимости от их геометрической крупности по шкалам Гидрометеослужбы или В. Н. Гон-

чарова. Среднюю гидравлическую крупность отдельных фракций наносов находят по формуле А. Н. Гостунского:

$$u_i = (u_{\max} + 3u_{\min})/4, \quad (10.4)$$

где u_{\max} и u_{\min} — гидравлическая крупность соответственно наиболее крупных и наиболее мелких зерен фракции.

Средняя гидравлическая крупность всего состава наносов определится как средневзвешенная по их количеству, выраженному для каждой фракции в процентах (ρ_i):

$$u = \sum (\rho_i u_i) / 100. \quad (10.5)$$

На транспортирование наносов затрачивается энергия потока, и нагрузка потока наносами ρu выражает секундное расходование ее одним кубометром потока.

Транспортирующая способность потока зависит от его морфологических элементов и в конечном итоге от отношения его кинетической энергии к глубине. По формуле А. Н. Гостунского:

$$\rho u = 3300v^3 / (C^3 H), \quad (10.6)$$

где v — средняя по сечению потока скорость; C — коэффициент Шези; H — средняя глубина потока.

При взаимодействии потока и русла, происходящем на уровне транспортирующей способности потока (что характерно для II и III типа русл), нагрузка потока наносами и транспортирующая способность его равны. Из этого условия получены значения основных морфологических элементов II и III типов русл:

$$H^0 = \left| \frac{3300 Q_0 n^3}{k^{3/m} (\rho u)} \right|^{1/(4+3y+3/m)} \quad (10.7)$$

$$i_0 = 0,00625 \frac{(\rho u)^{0,70}}{Q_0^{0,095}} \quad (10.8)$$

$$B_0 = (kH_0)^{1/m}, \quad (10.9)$$

где y — показатель степени в формуле Н. Н. Павловского для определения коэффициента Шези ($C = \frac{1}{n} H^y$; для песка $y=0,176$).

При формировании русл IV типа наносы во взаимодействии с потоком проявляют свою крупность, которая выражается через средний диаметр наиболее крупной фракции (мельче которой содержится 95 % отложений) d_{95} . С учетом определения устойчивости на размыв русловых отложений по В. Н. Гончарову и Г. С. Чекулаеву получено:

$$H_0 = \left[\frac{Q_p n^{2/3}}{1 m} \left(\frac{10}{d_{95}} \right)^{1/3} \right]^{1-2} ; \quad (10.10)$$

$$B_0 = (kH_0)^{1 m}; \quad (10.11)$$

$$i_0 = 0,000315 \frac{d_{95}^{0,92}}{S_{11}^{0,37}} \quad (10.12)$$

Эти формулы пригодны для определения морфологических элементов при крупности русловых отложений от крупного песка до валунов. Поэтому параметры, зависящие от крупности русловых отложений, изменяются также существенно.

<i>d</i> , мм	<1,0	2	5	10
<i>k</i>	3,00	3,36	3,88	4,31
<i>m</i>	0,500	0,502	0,508	0,515
<i>n</i>	0,0197	0,0214	0,0237	0,0255
<i>y</i>	0,176	0,184	0,195	0,202

Продолжение

20	50	100	200	316
4,74	5,47	6,31	7,76	9,88
0,520	0,535	0,552	0,611	0,674
0,0275	0,0303	0,0325	0,0350	0,0370
0,210	0,219	0,227	0,235	0,240

Кроме приведенных формул, в специальной литературе имеется много других, разработанных для различных регионов нашей страны.

10.1.6. Виды деформаций русл и задачи их прогнозирования

Русла многих рек меняют местоположение и форму. Деформации русла могут быть *общие*, в развитии которых участвует весь поток и их механизм включает в себя непременно элементы всего потока, и *местные*, которые ограничены в пространстве и времени и зависят от механизма, определяемого местными или временными условиями. Если общие деформации вызывают направленные изменение высотного положения уровней воды в русле, с которым необходимо считаться, то местные не приводят к значительному изменению уровней потока.

Наиболее общим механизмом русловых деформаций в естественных условиях является вековой аккумулятивный процесс. С водосборного бассейна в русло поступают наносы различных размеров. Достаточно крупные наносы не перемещаются ниже определенного

створа реки, то есть происходит их накопление выше этого створа и отметки русла повышаются.

На этом общем фоне руслообразования могут проявляться результаты местных деформаций русла: размыв берега под влиянием подвижного скопления наносов, в результате чего в русле образуются перемещающиеся узкие и широкие участки; размыв на участках крутых поворотов под влиянием сбоя струй; намыв участка берега под влиянием перестройки кинематики потока; деформации под воздействием различных сооружений и т. д.

При проектировании речных гидротехнических сооружений необходимо учитывать как сложившиеся, так и возможные положение и состояние русла. Такой прогноз позволяет повысить надежность проектируемых сооружений, улучшить их технические решения и экономические показатели.

Наиболее интенсивные общие деформации русл происходят при строительстве гидроузлов из-за этого нарушения режимов расходов воды, уровней и стока наносов.

В результате анализа и прогнозирования русловых деформаций необходимо решить ряд задач. Состав и характер их определяют целью, техническими и конструктивными решениями проекта, а также типом и размером речного русла. Такими задачами могут быть: определение устойчивости берега на площадке размещения берегового сооружения; определение устойчивой ширины потока и его средней расчетной глубины для выбора основных размеров водосбросных сооружений гидроузла; выявление конечных (равновесных) состояний русла под воздействием проектируемых мероприятий и процесса деформации его; установление характеристик наносного режима потока в верхнем и нижнем бьефах; прогноз переформирования рельефа дна в бьефах гидроузла; оценка динамики объемов регулирующей призмы водохранилища; прогноз переработки его берегов ветровыми или судовыми волнами, снижения или подъема уровней воды в нижних бьефах водозаборных гидроузлов, расчет местного размыва у шпор, опор и др.

10.1.7. Местные деформации русла

Местные деформации русла происходят из-за избытка или недостатка

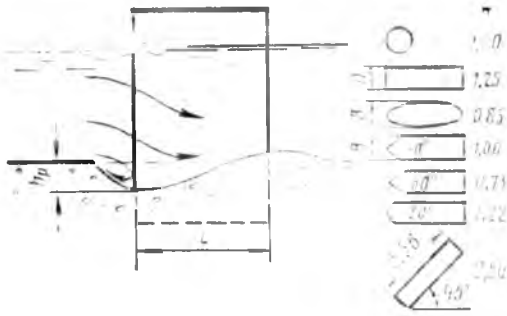


Рис. 10.2. Схема местного размыва дна у отдельно стоящей опоры и значения коэффициента k в формуле (10.13) в зависимости от формы опоры.

кинетической энергии в какой-то части потока. Обтекая сооружения или элементы их конструкций, поток сосредоточивает свою энергию в отдельных местах. В результате этого дно реки деформируется.

Наибольшая глубина ямы (воронки) местного размыва у отдельно стоящей опоры или сваи (рис. 10.2) по А. М. Латышенкову определяется формулой:

$$h_p = 0,52kv \sqrt{\frac{B}{v_p}}, \quad (10.13)$$

где v — средняя по вертикали скорость потока перед опорой; v_p — критическая размывающая скорость по формуле А. А. Черкасова: $v_p = v_1 H^2$. Здесь v_1 — размывающая скорость для грунта русла при глубине $H=1$ м, определяемая по формулам или таблицам; α — для песка 0,5, для гравия 0,2; H — глубина потока перед опорой; B — ширина опоры (поперек потока); k — коэффициент формы оголовка опоры (рис. 10.2).

Шпоры и дамбы стесняют поток; он сосредоточивается у рабочей поверхности сооружения и размывает дно. По С. Т. Алтунину, наибольшую глубину местного размыва можно определить по формуле:

$$h_m = kH_{ср}, \quad (10.14)$$

где $H_{ср}$ — средняя глубина потока до стеснения его сооружением; k — коэффициент, зависящий от меры стеснения потока, то есть отношения части площади живого сечения, перекрытого сооружением, ко всей площади живого сечения (ω_c/ω).

ω_c/ω . . .	0,1	0,2	0,3	0,4
k	2,00	2,65	3,22	3,45
ω_c'/ω . . .	0,5	0,6	0,7	0,8
k	3,67	3,87	4,06	4,20

Эти значения k приведены для условий одностороннего стеснения, при двустороннем стеснении их следует уменьшить в 1,3 раза.

Часто применяют сквозные конструкции сооружений (из свай вразбежку, свай-оболочек и др.). Следует учитывать возможность забивки пролетов мусором, льдом, шугой. Подпор уровня от сквозных конструкций (до размыва дна) можно вычислить по скоростям потока на подходном участке v и в створе сооружения v_c :

$$\Delta z = k(v_c - v)/2g, \quad (10.15)$$

где k — опытный коэффициент, зависящий от «застройки» сооружения, то есть отношения площади, занятой элементами конструкции, к площади всей конструкции F_0/F .

F_0/F	0,1	0,5	0,6	0,7	0,8
k	2,5	3,0	3,5	5,0	

После размыва дна между элементами этот коэффициент приближается к 1.

Глубина размыва дна между элементами сквозных сооружений:

$$h_{max} = H + 1,75 \frac{\Delta z}{d}, \quad (10.16)$$

где H — средняя глубина на участке сквозного сооружения; d — средний диаметр зерен размываемого грунта.

10.1.8. Деформации русл при бесплотинном водозаборе

Деформации русла в районе бесплотинных водозаборных гидроузлов происходят из-за нарушения режима расходов воды и уровней.

Ниже водозаборного сооружения, в связи с уменьшением расходов воды на величину водозабора, уровни понижаются (рис. 10.3, а). Это служит причиной формирования перед водозаборным сооружением кривой спада и увеличения на ее длине скоростей течения, что приводит к общему размыву дна русла перед водозабором. Но одновременно развивается и другой процесс, обусловленный изменением мощности потока, а следовательно, и его транспортирующей способности ниже створа водозабора.

Имея в виду, что при водозаборе почти всегда ведется борьба с наносами и руслообразующие фракции наносов из забранной воды возвращаются обратно в реку, можно считать, что нагрузка потока наносами ниже створа водозабора увеличивается; в то же время транспортирующая способность на этом же участке потока становится меньше бытовых. Наносы, оказавшиеся

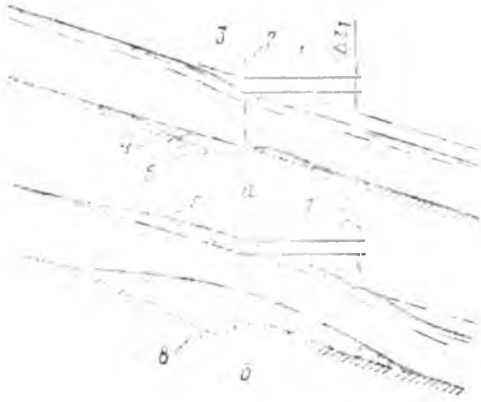


Рис. 10.3. Деформации русла при бесплотинном водозаборе:

а — размыв дна и снижение уровней при эрозионных процессах выше створа водозабора; б — повышение дна и уровней при аккумулятивных процессах; 1 и 4 — соответственно уровень воды и поверхность дна в бытовом состоянии; 2 — створ водозабора; 3 — кривая спада; 5 — общий размыв дна; 6 — подпор уровня при аккумуляции наносов перед водозабором; 7 — увеличенный уклон поверхности потока ниже водозабора; 8 — занесение русла; Δz_1 — снижение уровня при эрозионных процессах; Δz_2 — повышение уровня при аккумуляции наносов.

в избытке, выпадают из потока, и дно реки повышается (рис. 10.3, б).

Подъем дна ниже водозаборного сооружения создает подпор, распространяющийся вверх по течению, поэтому поднимается дно и выше водозабора. В результате аккумуляции наносов ниже створа водозабора формируется русло, в котором поток при уменьшенном расходе воды будет иметь ту же энергию и транспортировать бытовые наносы. Это состояние потока характеризуется увеличенным (по сравнению с бытовым) уклоном водной поверхности, который можно найти из формул, определяющих размываемость русловых отложений или транспортирующую способность потока.

Для устойчивых русел (I и IV типы) критерияльным состоянием будет размываемость русловых отложений. Она взаимно увязана с мощностью потока. Так, по Г. С. Чекулаеву:

$$N_{уд} = 100d_{95} = \gamma h i v, \quad (10.17)$$

где $N_{уд}$ — удельная мощность потока, $\frac{\text{кг} \cdot \text{м}}{\text{с}} \cdot \frac{1}{\text{м}^2}$;

d_{95} — крупность руслообразующей фракции, м.

Так как при бесплотинном водозаборе крупность руслообразующей фракции не изменяется, то и при меньшем расходе воды ниже створа водозабора поток должен транспортировать наносы бытового состава. Это достигается перестройкой его элементов.

главным образом увеличением уклона.

Записывая условие (10.12) для бытового (абы) и проектного («пр») состояния потока и приравнявая обе части с учетом требований определенности морфологических элементов потока получаем:

$$i_{пр} = i_б / (1 - \varphi)^{0,53}, \quad (10.18)$$

где φ — коэффициент водозабора, равный отношению расхода воды водозабора к руслоформирующему расходу воды в реке выше створа водозабора ($\varphi = Q_{вз} / Q$).

Для неустойчивых песчаных русел (II и III типы) морфологические элементы потока и русла определяются нагрузкой потока наносами. Приравнявая мощность потока и зависящую от нее транспортирующую способность потока в бытовых ($Su_б$) и проектных ($Su_{пр}$) условиях и выражая ее для примера по формуле А. Н. Гостунского $Su = 3300 Q i^{1,5} H^{0,5}$, а также учитывая изменение средней глубины, получим влияние водозабора на уклон потока в проектных условиях:

$$i_{пр} = i_б / (1 - \varphi)^{0,75}. \quad (10.19)$$

Приведенные расчетные зависимости позволяют определить состояние потока. Время наступления определенного состояния, которое может быть охарактеризовано значением дополнительного подпора ΔZ , определяется стоком всех наносов или их частью, участвующей в аккумулятивном процессе занесения русла.

10.1.9. Заливание подпертых бьефов и водохранилищ

При заполнении объемов подпертых бьефов и водохранилищ наносами технические характеристики гидроузлов ухудшаются: в ирригационные каналы или в машинные водоводы поступает более мутная вода с более крупными наносами, регулирующая способность водохранилищ сокращается. Эти и другие осложнения приводят к необходимости составления прогноза заиливания, который является обязательной составной частью проекта и влияет на технические решения и экономические показатели.

По М. И. Грину [26], верхние бьефы гидроузлов разделяются на подпертые бьефы и водохранилища. Разделение связано с различным уровнем подпора при эксплуатации: в подпертых бьефах уровень воды под-



Рис. 10.4. Типы водохранилищ по условиям заиления:

а — подпертый бьеф; б — долинное водохранилище на равнинной реке; в — горное водохранилище (я пруд в овраге или балке); г — наливное водохранилище.

держивают примерно на одной отметке в пределах от НПУ до ФПУ, в водохранилищах его для перерегулирования расходов во времени изменяют в значительном диапазоне — от УМО до НПУ.

Заиление водохранилищ и подпертых бьефов происходит по одним и тем же закономерностям, при расчете имеются специфические особенности. Для анализа и расчета заиления целесообразно выделить четыре типа ВВ (рис. 10.4).

Подпертые бьефы образуются низконапорными гидроузлами. По всей или почти по всей длине их наблюдается турбулентный режим движения потока, и наносы в начале эксплуатации транспортируются до гидроузла; часть их сбрасывается в НБ. Заиление подпертых бьефов происходит сразу же по всей длине.

Емкость долинных водохранилищ на равнинных реках (рис. 10.4, б) обычно велика (соизмерима с годовым стоком воды). Малая проточность таких водохранилищ приводит к тому, что все принесенные рекой наносы осаждаются в верхней части их. По мере продвижения нижней границы заиления к гидроузлу в расчет вводятся также и нижние участки водохранилища.

Особенность **горных водохранилищ** (и прудов в оврагах и балках) состоит в большом уклоне дна и относительно малой их длине (рис. 10.4, в). Это приводит к тому, что наиболее мелкие наносы транспортируются потоком до створа плотины (мелкие наносы могут также перемещаться в состоянии донного плотностного потока). Если эти наносы не сбрасываются в НБ, то они образуют перед гидроузлом очень пыльные (с плотностью

0,4...0,8 т/м³) отложения с горизонтальной поверхностью.

Четвертый тип — это **наливные водохранилища** (рис. 10.4, г). Если в первых трех типах заиление происходит при участии всего стока воды и всего стока наносов, то в наливные водохранилища заносится лишь часть наносов, увлекаемых только той водой, которая аккумулируется в водохранилище (участвует в регулировании стока).

По мере продвижения потока в пределах подпертых бьефов и водохранилищ от створа к створу (рис. 10.4) скорости течения уменьшаются. Еще более резко уменьшается транспортирующая способность потока. Наносы, содержащиеся в потоке, оказываются в избытке и выпадают на дно. Наиболее быстро осаждаются крупные песчаные наносы. Одновременно с ними осаждается часть и более мелких наносов. Отложения наносов занимают часть объема водохранилища и приводят к увеличению скоростей потока. Чем больше объем заиления, тем более значительными формируются скорости течения потока и тем больше наносов выносит он в НБ. Этот процесс выражается основной расчетной формулой заиления [42, 121]:

$$V = V_{\text{п}}(1 - e^{-Et}), \quad (10.20)$$

где $V_{\text{п}}$ — предельно заиляемый объем бьефа или его расчетного участка, V — объем заиления за t лет эксплуатации, e — основание натуральных логарифмов (2,72); E — характеристика заиляемости водохранилища или его расчетного участка;

$$E = V_{\text{п}} \gamma_{\text{н}} \epsilon' GM \quad (10.21)$$

где $\gamma_{\text{н}}$ — объемная плотность отложений; $S_{\text{н}}$ — годовой сток наносов в объемном выражении. Размерность E зависит от размерности t и выражается единицами времени (год, сезон, месяц, неделя, час и т. д.); ϵ' — часть осевших наносов выше расчетного створа или выше створа плотины в начальный момент заиления:

$$\epsilon' = \frac{\rho_0 - \rho'}{\rho_0} = \frac{S_0 - S'}{S_0}, \quad (10.22)$$

где ρ_0 и S_0 — соответственно мутность потока и расход наносов на входе в водохранилище; ρ' и S' — то же, в расчетном створе или у плотины в начале заиления.

Параметр **неустановившегося движения** при постоянной во времени уровне воды $M=1$. При сработке или аккумуляции воды в водохранилище:

$$M = \Omega_{\text{л}}(\Omega_{\text{л}} - \alpha\Omega_{\text{л}}), \quad (10.23)$$

где $\Omega_{\text{л}}$ — площадь зеркала всего водохранилища; $\Omega_{\text{л}}$ — площадь зеркала на расчетном участке водохранилища, то есть на длине от

входного створа до расчетного; α — параметр аккумуляции (или сброски) воды:

$$\alpha = Q_{\text{акк}}/Q_0 = (Q_0 - Q_c)/Q_0, \quad (10.24)$$

где Q_0 — расчетный расход воды на входе в водохранилище; Q_c — расход воды, сбрасываемой через гидроузел в НБ.

В формуле (10.21) значение $\varepsilon'M$ не может быть больше 1.

Заиление водохранилищ определяется шестью факторами. Четыре из них — расходы воды водотока, сток наносов, их фракционный состав и рельеф дна водохранилища — численно влияют на величину ε' , так как ее определяют по результатам вычисления транспортирующей способности потока и нагрузки наносами, которые донесены до расчетного створа [например, по формуле А. Н. Госгунского (10.6)]. Мутность ρ' определяют по результатам предварительной обработки бытового фракционного состава взвешенных наносов по графику $\rho' = f(\rho u)$ (разд. 12).

Пятый и шестой факторы — объем водохранилища и параметр неустановившегося движения потока — входят непосредственно в формулу (10.21) для определения характеристики заиляемости.

Площади заиления на расчетных створах F_z можно вычислить по относительному заилению расчетных участков водохранилища $\eta_v = V/V_n$:

$$F_z = \eta_F F_n, \quad \eta_F = \eta_v - \frac{1}{E}(1 - \eta_v), \quad (10.25)$$

где F_n — предельно заиляемая площадь в расчетных створах водохранилища или подпертого бьефа.

При заилении отложения наносов занимают нижнюю часть сечения, поэтому по площади заиления определяют среднюю отметку дна. Это дает возможность приблизительно отразить рельеф дна водохранилища в динамике и определить, в каком объеме (в полезном или в мертвом) откладываются наносы.

Мутность потока у гидроузла или в расчетном створе в различное время эксплуатации определяют по формуле:

$$\rho = \rho' + \varepsilon' \rho_0 \eta_v. \quad (10.26)$$

Заранее построенные кривые осаждения наносов $\rho = f(\rho)$ (см. табл. 12.1) дают возможность по мутности опре-

делить также и фракционный состав наносов.

В заилении участвуют нерулообразующие наносы, поэтому уклоны потока, формирующегося при завершении заиления, по сравнению с бытовыми малы.

10.1.10. Занесение в зоне дополнительного подпора

Одновременно с заилением в подпертых бьефах и водохранилищах происходит и процесс занесения — отложение наиболее крупных в стоке реки фракций наносов (это могут быть песчаные руслообразующие или влекаемые крупнозернистые наносы).

Нижняя граница, занесения совпадает с верхней границей заиления, и со временем она перемещается к гидроузлу (рис. 10.5). Верхняя граница занесения перемещается вверх по течению. Фронт отложения влекаемых (донных) наносов непрерывно увеличивается. Формируется зона дополнительного подпора уровней выше тех, при которых работал гидроузел в первые годы эксплуатации. Это явление при проектировании гидроузлов требует оценки, так как влияет на площади затопления и подтопления, на условия судоходства, на формирование заторов и зажоров.

Выделяют две фазы занесения. При первой фазе нижняя граница участка занесения перемещается к гидроузлу по заиленным участкам водохранилища. Положение этой границы определяют в результате вычисления площадей заиления в расчетных створах. Объем занесения во время первой фазы равен полному стоку влекаемых (донных) наносов. Распре-

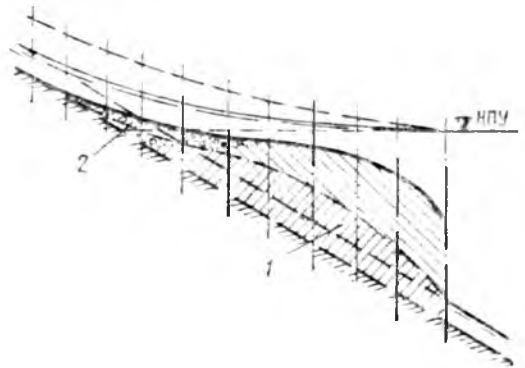


Рис. 10.5. Схема заиления (1) и занесения (2) подпертых бьефов и водохранилищ.

деление различных по крупности фракций наносов по длине участка занесения можно вычислить по формулам (10.10)...(10.12). При этом определяют также основные морфологические элементы потока и русла.

С момента подхода нижней границы занесения к гидроузлу начинается вторая фаза занесения, характерная тем, что в ВБ аккумулируется лишь часть влекомых (донных) наносов, другая часть, более мелких — выносится потоком в НБ. По мере увеличения объема занесения в НБ сбрасывается всеувеличивающаяся часть, а в ВБ интенсивность аккумуляции уменьшается. Характеристику этого процесса вычисляют по формуле (10.21), а объемы занесения — по формуле (10.20).

Занесение ВБ будет происходить до восстановления транспортирующей способности потока и до полного выноса поступающих наносов в НБ. Кажется бы, это должно наступить при восстановлении бытовых уклонов потока. Но во многих случаях измененные гидроузлом условия позволяют определить предельный уровень при выносе из ВБ 95 % наносов. В то же время резко уменьшается нагрузка потока наносами (если в занесении участвуют песчаные наносы) или резко снижается крупность расчетной руслообразующей фракции их. Поэтому в эксплуатируемых занесенных бьефах уклон водной поверхности устанавливается меньше бытового.

В результате занесения ВБ подпор от гидроузла может распространиться на длину, в несколько раз превышающую длину первоначального подпора (до 10 раз).

10.1.11. Общий размыв русл в нижних бьефах гидроузлов

Водохранилищные гидроузлы изменяют режимы уровней, стока наносов, а также расходов воды. При этих условиях в большинстве случаев в нижних бьефах развивается деформация общего размыва дна, сопровождающаяся снижением уровней воды. Общий размыв происходит из-за недостатка в потоке (по сравнению с бытовыми условиями) руслообразующих фракций наносов. В особенностях значительным деформациям подвержены неустойчивые русла (II, III и V типы).

Последствия общего размыва: по-

нижение дна и уровня воды у гидроузла и расположенных ниже насосных станций, сбросных и водозаборных каналов, у мостов и других сооружений; перестройка форм и размеров русла; в руслах III и V типов усиление процесса образования отмостки и развитие боковой эрозии (разрушение берегов); усиление дренирующей способности русла реки; изменение условий в руслах-нерестилищах; изменение режима затопления поймы; уменьшение уклона потока и скоростей течения.

Наибольшее понижение дна и уровня воды происходит у гидроузла. Ниже по течению из-за размыва дна поток частично насыщается наносами и интенсивность размыва уменьшается. После значительного насыщения наносами при дальнейшем продвижении поток уже не размывает русло; участок общего размыва имеет нижнюю границу там, где уровни воды участка размыва сопрягаются с бытовыми уровнями. Однако с развитием размыва нижняя граница перемещается вниз по реке.

В процессе общего размыва роль крупных зерен русловых отложений возрастает и он развивается по двум качественно различным схемам [100]: без отмостки (I и II типы русл, рис. 10.6, а) и с отмосткой русла (III, IV и V типы, рис. 10.6, б).

В мелкозернистых руслах (рис. 10.6, а) поток, нагруженный наносами, разрабатывает себе предельно устойчивое русло с уклоном i_0 , который меньше бытового уклона i_b (так как в естественных условиях всегда есть сток наносов и уклон потока больше предельно устойчивого). Морфологические элементы для этих условий можно определить по формулам (10.1)...(10.3).

В процессе размыва песчаных русл (без образования отмостки) дно и уровни понижаются, оставаясь параллельными. Длина участка размыва постоянно увеличивается, поэтому интенсивность снижения уровней уменьшается.

В руслах из крупнозернистых отложений (рис. 10.6, б) в процессе размыва образуется отмостка; сопротивляемость ее размыву тем больше, чем она крупнее, то есть чем больше толщина перемытого потоком грунта. Вблизи гидроузла поток размывает дно обычно в первую очередь, поэтому

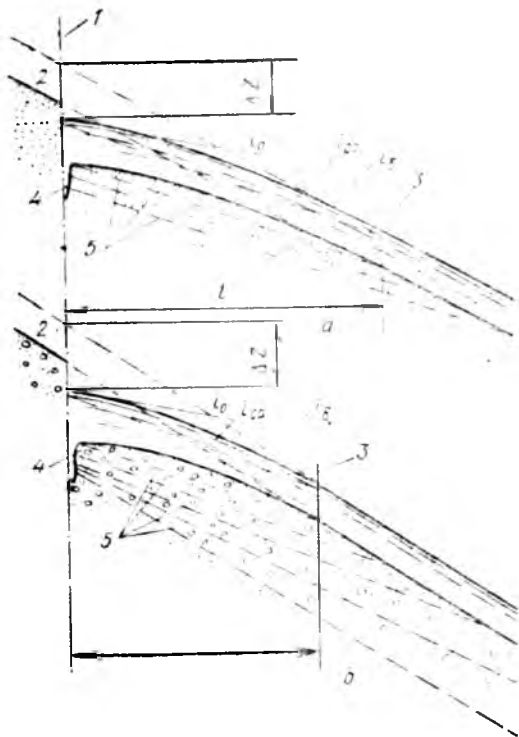


Рис. 10.6. Расчетные схемы общего размыва: а — без образования отмостки; б — с образованием отмостки; 1 — створ гидроузла; 2 — верхний бьеф; 3 — нижняя граница участка общего размыва; 4 — яма местного размыва; 5 — последовательные положения размываемого дна.

влияние отмостки проявляется на этом участке раньше, чем на других. Образование отмостки уменьшает интенсивность размыва дна у гидроузла, и очаг наиболее значительных глубинных деформаций смещается вниз по течению. Длина участка общего размыва непрерывно увеличивается, и предельным состоянием в этой схеме может быть такое, при котором сформированное в результате размыва дно будет параллельным исходному положению его.

На тех участках, где благодаря формированию отмостки глубинная эрозия уменьшается, усиливается размыв прибрежной части русла и берегов, состоящих из более мелких отложений, чем перемытая стержневая часть русла. Размыв берегов — это вид деформации русла, приносящий наибольший ущерб народному хозяйству.

Морфологические элементы потока и русла при общем размыве в крупнозернистых отложениях определяют по формулам (10.10)...(10—12).

Общий размыв может быть оста-

новлен поступлением из верхнего бьефа наносов после частичного занесения; распространением общего размыва до базиса эрозии (уровень моря или нижерасположенного гидроузла); обнажением в русле трудноразмываемых грунтов (за участком русла из трудноразмываемых пород размыв может развиваться); формированием отмостки из наиболее крупных фракций.

Порядок приближенного расчета общего размыва по схемам на рисунке 10.6 сводится к следующему.

Определяют уклон предельно устойчивого русла i_0 . Считают, что на участке размыва устанавливается средний уклон $i_{cp} = (i_0 + i_5) / 2$.

Задаются снижением уровня воды у гидроузла Δz и определяют длину участка размыва $l = \Delta z / (i_5 - i_{cp})$.

Далее вычисляют объем русловых отложений, который поток должен смыть, чтобы русло соответствовало состоянию, определяемому значением снижения уровней Δz у гидроузла. Для этого на поперечные профили реки в бытовом состоянии наносят новые профили, сформированные потоком при общем размыве и найденные по формулам этой главы в соответствии с типом русла.

Время наступления этого состояния снижения русла и уровней воды определяется отношением объема размыва V_p к годовому стоку наносов G_p в новых условиях: $t = V_p / G_p$ лет. Годовой сток наносов через нижний граничный створ участка размыва можно вычислить по формулам динамики русловых потоков (В. И. Гончаров, Я. А. Никитин, Г. И. Шамов). Но более надежным будет результат, полученный по измеренному стоку донным (влекомоту) наносов путем исключения из него мелких фракций, которые в русловых отложениях встречаются в ограниченном количестве.

Общий размыв в виде попятной эрозии возникает также на реках-притоках, впадающих в реку, где происходит снижение уровней под влиянием общего размыва на старшей реке или при изменении ее уровня режима.

10.1.12. Занесение русла в нижних бьефах

Занесение — это процесс (и результат) аккумуляции руслообразующих фракций наносов вследствие перегрузки потока наносами.

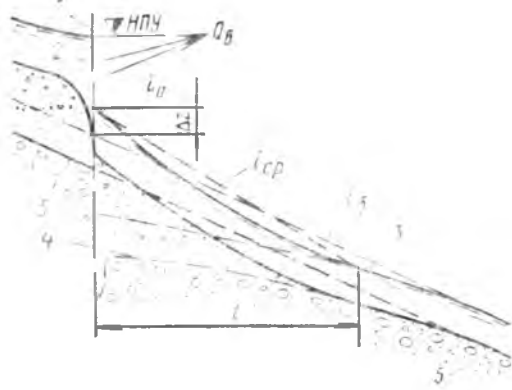


Рис. 10.7. Расчетная схема занесения наносами НБ:

1 — створ водозаборного гидроузла; 2 — ВБ; 3 — нижняя граница участка занесения; 4 — дно в наименьшем положении после общего размыва перед началом занесения; 5 — дно в бытовых условиях; Q_B — расход водозабора.

Явление занесения наносами русл в нижних бьефах проявляется особенно сильно на водозаборных гидроузлах (разд. 13). При этом энергия потока в НБ уменьшается и он не может транспортировать полностью все наносы, выносимые из подпертого бьефа после его частичного или полного занесения.

Любой водозаборный гидроузел создает подпор уровней. Под влиянием этого подпора на какое-то время руслообразующие фракции наносов задерживаются. Занесение начинается обычно не от бытового положения дна, а от деформированного в процессе общего размыва (линия 4 на рис. 10.7), то есть при уклонах потока, меньших бытового. Кроме того, транспортирующая способность потока в нижнем бьефе уменьшается также и под влиянием отбора воды.

Порядок расчета занесения такой же, как и общего размыва, только следует задаваться значением превышения уровня, а не снижения. Уклон водной поверхности потока у гидроузла определяют по формуле А. Н. Гостунского:

$$i_n = \frac{1}{(1 + q)^4} \quad (10.27)$$

где φ — коэффициент водозабора; $\sigma = Q_B/Q_n$; Q_n — расход воды в водозаборных сооружениях; Q_B — руслоформирующий расход воды в бытовых условиях, при котором сформировался бытовой уклон потока.

Деформации занесения подвержены русла, сложенные и мелкозернис-

тыми, и крупнозернистыми наносами, в особенности неустойчивые (II, III и V типов).

Последствия занесения при подъеме русла и уровней воды: подтопление прилегающей территории; утрата руслом дренажной способности; сильное блуждание потока на участке занесения (как на конусе выноса) с угрозой смыва прежних берегов и построек на них; подпор уровней в сбросных каналах и коллекторах, примыкающих к реке; сокращение пропускной способности гидроузла и т. д.

10.1.13. Вопросы охраны природы в зоне влияния гидроузлов

Реки — вечноедействующие объекты природы. Они обошают и дренируют прилегающие территории, принимают и отводят излишки осадков, стекающих по поверхности и в состоянии грунтового потока. Поймы рек составляют до 10...15 % площади пашни и в удовлетворительном состоянии являются «кладовыми» молока, мяса, овощей, водоплавающей птицы, рыбной продукции. Реки имеют огромное экологическое и рекреационное значение. Гидротехнические сооружения и мероприятия существенно влияют на режим рек.

Статьи 18 и 67 Конституции СССР обязывают всех граждан СССР в интересах настоящего и будущего поколений принимать необходимые меры для охраны природных, в том числе земельных и водных, ресурсов. Поэтому совершенно обязательно при проектировании и осуществлении гидротехнических мероприятий составлять прогнозы изменений режима реки и сопредельных с ней природных объектов. На основании прогнозов следует выбирать оптимальные варианты или предусматривать защитные или компенсирующие мероприятия.

10.2. ЗАДАЧИ И МЕТОДЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ РУСЛ И РУСЛОВЫХ ПРОЦЕССОВ

10.2.1. Регулирование русл при бесплотинном водозаборе

При эксплуатации бесплотинных водозаборных гидроузлов возникают следующие задачи регулирования русл: обеспечение запланированного

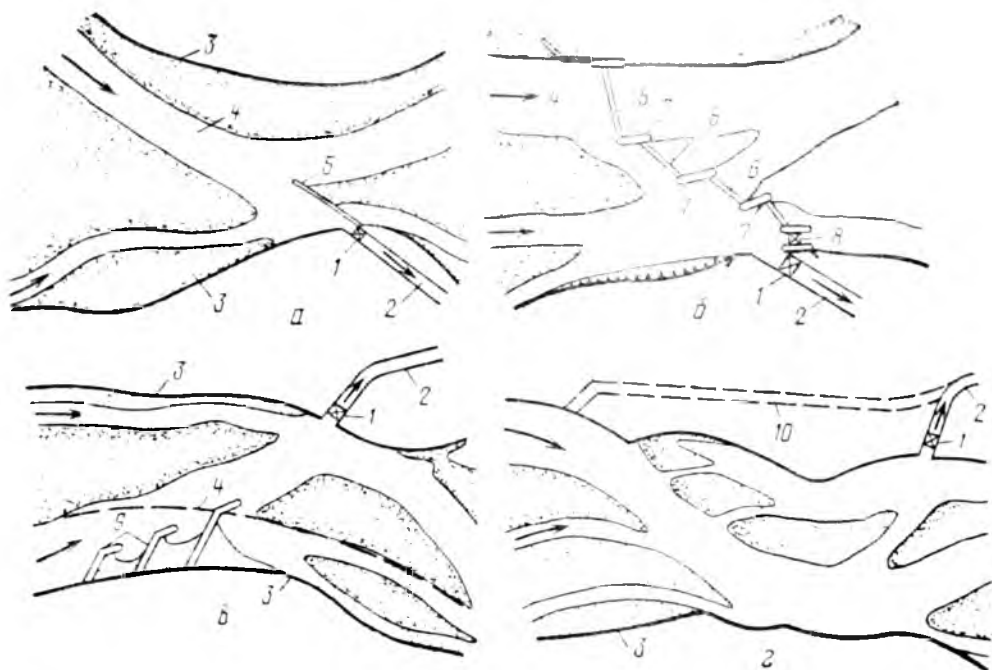


Рис. 10.8. Мероприятия по обеспечению планового водозабора:

а — водозахватная шпора; *б* — донный порог; *в* — система шпор на противоположном берегу; *г* — строительство подпитывающего канала или перенос головы вверх по течению; 1 — водозаборный регулятор; 2 — магистральный канал; 3 — склон долины; 4 — главный рукав русла; 5 — водозахватная шпора; 6 — участки донного порога (на разных отметках); 7 — устой-оголовки; 8 — промывная шлюз; 9 — регуляционные шпоры; 10 — подпитывающий канал.

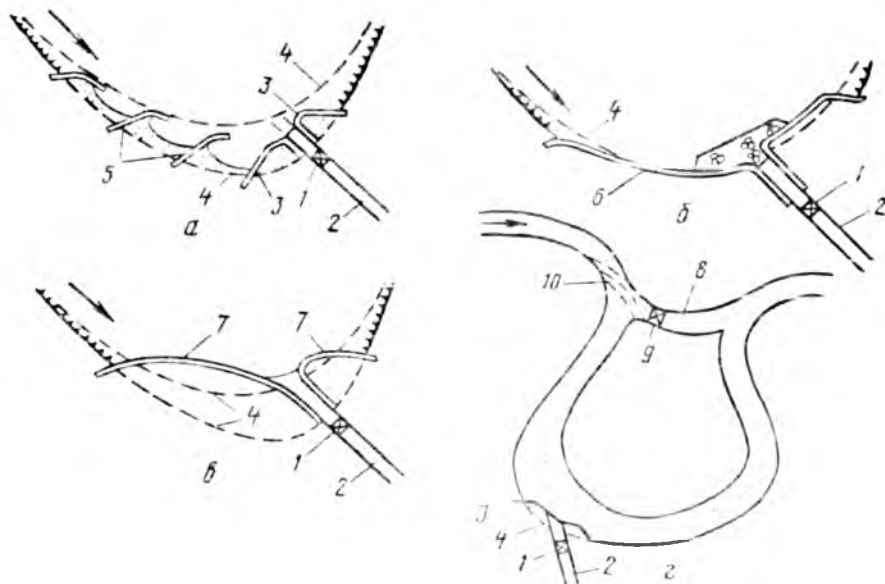


Рис. 10.9. Примеры защиты водозаборного шлюза от подмыва:

а — регуляционными шпорами и укреплением оголовка; *б* — укреплением берега; *в* — дамбой с защитной пазухой и отводом от участка защиты части расходов воды прорезью; 1 — водозаборный шлюз; 2 — магистральный канал; 3 — укрепление оголовка; 4 — положение бровки берега; 5 — шпоры; 6 — крепление берега; 7 — дамбы, обеспечивающие защиту от подмыва и отклонение крупных наносов от водоприемного отверстия; 8 — прорезь; 9 — порог, обеспечивающий в паводье в русле расходы воды, при которых берег водозаборного сооружения не размывается; 10 — криволинейные донные пороги, отводящие песчаные наносы в прорезь.

водозабора; защита регулятора и участков берега от размыва; борьба с наносами, льдом, шугой; создание благоприятного режима движения потока у водозаборного регулятора.

Водозахватная шпора (рис. 10.8, а) — простейшее регуляционное сооружение. Шпора, выдвинутая в поток, имеющий скорость более 1 м/с, создает перед водозаборным шлюзом дополнительный подпор.

В тех случаях, когда водозахватная шпора не обеспечивает водозабор, через всю пойму строят донный порог (рис. 10.8, б). Строительство осуществляется очередями, каждая очередь защищается устоем-оголовком, который разделяет участки донного порога с разными отметками гребня. Донный порог ограничивает размыв дна русла в глубину, и его следует рассчитывать на пропуск больших расходов воды.

При затруднениях с забором заданного расхода воды конкретные условия могут быть благоприятными для строительства дополнительного подпитывающего канала (рис. 10.8, в). Голова его может быть вынесена выше по течению (участок реки с более высокими уровнями и устойчивым руслом и берегом) или к другому водному источнику.

Водозабор можно обеспечить также устройством прорези. При обилии наносов (русла II, III и V типов) прорези, работающие более или менее длительно, удается сделать при выборе трассы, которая учитывает ход деформаций русла. Обычно эффективная работа прорезей кратковременна.

Некоторые схемы защиты от размыва берега приведены на рисунке 10.9.

10.2.2. Регулирование русл в подпертых бьефах

Вопросы борьбы с наносами, шугой и льдом в значительной мере решаются разработкой определенной схемы компоновки гидроузла. Как правило, такие схемы ориентированы на конкретный план течения потока на подходе к гидроузлу. При обилии наносов в реке в подпертых бьефах могут формироваться блуждающие русла, плановое положение которых не всегда отвечает компоновке сооружений. По этой причине гидроузел в целом может работать плохо. Для предотвращения не-

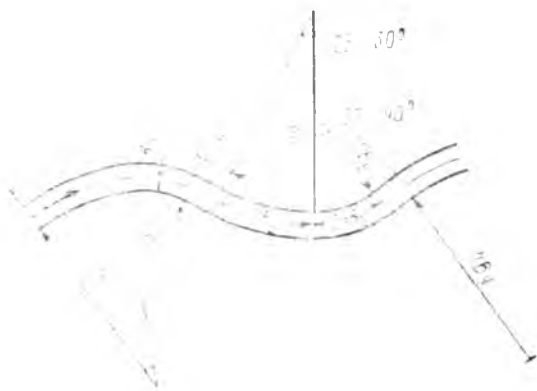


Рис. 10.10. Схема и ориентировочные размеры элементов «эталонного» русла.

благоприятных последствий неуправляемого формирования русла в верхних бьефах строят специальные регуляционные сооружения.

Наиболее устойчиво русло с излучинами. Радиус и длина излучин, углы разворота и другие характеристики зависят от факторов руслоформирования. Намечаемая трасса выправления русла должна учитывать естественные законы взаимодействия потока и русла и быть достаточно экономичной. Анализ и специальные исследования этого явления привели С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова (с учетом предложения М. В. Потапова) к следующей схеме (рис. 10.10).

Трасса регулирования (выправления) состоит из чередующихся двух криволинейных и одного прямолинейного участков русла с параметрами, указанными на рисунке 10.10, где B_y — ширина устойчивого русла на прямолинейном участке, определяемая, например, по формуле (10.11). С учетом плановой съемки русла ширину устойчивого русла корректируют, принимая ее как ширину однорукавного русла при уровне воды вровень с бровкой пойменного берега (то есть при руслоформирующем расходе воды).

К такому плановому положению русла необходимо стремиться при разработке трассы регулирования.

При строительстве низконапорных водозаборных гидроузлов, в ВБ которых не будут задерживаться взвешенные наносы, одновременно с сооружениями гидроузла строят также и струенаправляющие дамбы. Компоновка их показана на рисунке 10.11, размеры приведены в таблице 10.2.

Струенаправляющие дамбы на

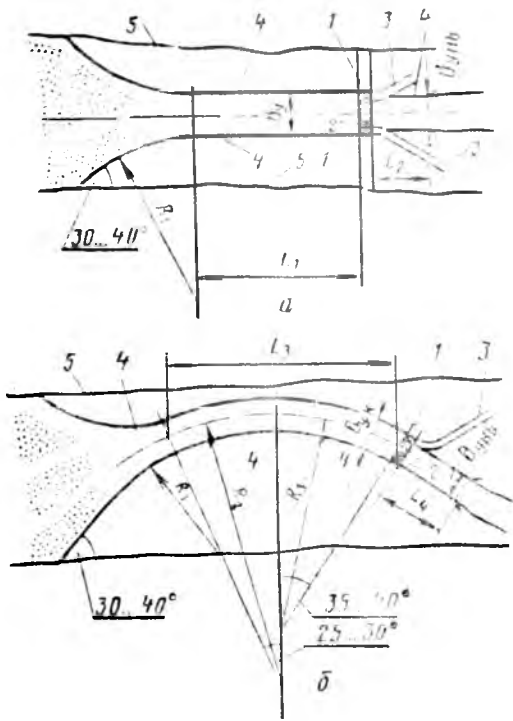


Рис. 10.11. Схемы регулирования русла в бьефах низконапорных гидроузлов.

а — прямолинейное подводящее русло; б — криволинейное русло при одностороннем водозаборе (схема ферганского водозабора); 1 — водозаборный регулятор; 2 — водосборные отверстия плотины; 3 — магистральный канал; 4 — струенаправляющие дамбы; 5 — граница поймы.

верхнем участке примыкают к надпойменным террасам, перехватывая расход воды со всей поймы. Выше участка регулирования в результате блуждания русло может располагаться то у правой, то у левой границы поймы. Но из любого положения вода подводится к суженному участку, имеющему ширину устойчивого русла. На этом участке поток «организуется» в динамически единый с прямолинейной или криволинейной осью и подводится к водозаборным регуляторам. «Организация» потока на подходе значительно облегчает борьбу с крупнозернистыми наносами.

Рабочие откосы струенаправляющих дамб необходимо защищать от размыва. Наиболее сильное размывающее воздействие поток оказывает на верхние участки дамб (где они сопрягаются с коренными берегами), в «горловине» перед сужением, а также вдоль вогнутого участка дамбы при криволинейной трассе (рис. 10.11, б).

Стоимость струенаправляющих дамб достаточно велика и часто может

10.2. Элементы зарегулированного русла в верхних бьефах водозаборных гидроузлов

Элементы	По С. Т. Алтунину и И. А. Бузунову	По ВСН-11-14-76
Q_D	Q_{\max} 3...10 %	Q_{\max} 5...10 %
I	отвечают началу трогания крупных фракций русловых отложений	$I - I_{\text{быт}}$
B_y	$B_y = A \frac{Q_D^{0.5}}{I^{0.2}}$	$B_y = \frac{2,6}{I} \left(\frac{Q_D}{g} \right)^{0.4}$
A	0,75...1,70	—
$B_{yк}$	(0,6...0,75) B_y	0,8 B_y
L_1	(4...6) B_y	(3...5) B_y
L_2	(1...2) $B_{yн.б}$	—
R_1	(3,5...5,5) B_y	(3...5) B_y
L_3	(5...6) B_y	(3,5...5,5) B_y
L_4	(2...3) B_y	—
R_2	7,5 B_y	$R_2 = R_3 =$
R_3	4 B_y	$= (3...5) B_{yк}$

Здесь Q_D — руслоформирующий расход воды; I — уклон русла (потока); B_y — ширина устойчивого русла при Q_D ; $B_{yн.б}$ — то же, в нижнем бьефе; $B_{yк}$ — ширина устойчивого русла на кривой.

превышать стоимость основных сооружений водозаборного гидроузла. При значительной глубине потока растет строительная высота дамб. В то же время при напорах более 5...7 м влекомые наносы останавливаются значительно выше участка регулирования и не могут поступать в водозаборные регуляторы, то есть в первый период работы гидроузла регулирование потока для борьбы с крупнозернистыми наносами не требуется. В таких случаях регуляционные сооружения в ББ можно строить ко времени подхода к гидроузлу гравелистых наносов.

10.2.3. Борьба с заилением водохранилищ и прудов

Последствия заиления водохранилищ, преимущественно отрицательны. Главное из них — сокращение регулирующей емкости.

При борьбе с заилением важен весь комплекс противоэрозийных гидротехнических и мелиоративных мероприятий на территории водосбора. Главная цель этих мероприятий — сохранение плодородия почвы. Для ре-

шения гидротехнических вопросов предотвращения формирования стока наносов противозерозионные мероприятия необходимо расширить.

При защите от заиления прудов значительно эффективно задержание наносов в оврагах и второстепенных балках, расположенных выше основного пруда (например, создание «ило-фильтров» посадкой кустарника). В условиях водохранилищ на реках с обилием песчаных фракций это мероприятие можно реализовать, задерживая руслообразующие фракции наносов в русле и на пойме (в случае малой ее продуктивности) выше водохранилища. Для этого необходимо уменьшить транспортирующую способность потока, расчленив его на мелководном участке сопряжения подпертых уровней с бытовыми посадкой на осередках влаголюбивых кустарников и деревьев, преградами из железобетонных свай, сквозных тетраэдров и т. д., а также путем искусственного разделения потока на несколько отдельных рукавов (бифуркация потока), энергия которых в сумме будет меньше энергии одного потока.

Возможность стимулирования пропуска части наносов через незаиленный пруд или водохранилище основана на том, что часто взвешенные наносы на 70...80 % состоят из очень мелких частиц с незначительной гидравлической крупностью. Эти наносы

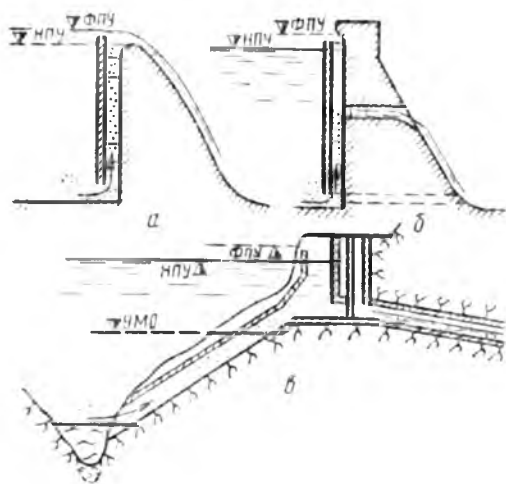


Рис. 10.12. Схемы насосозахватных трактов (каналов) из водохранилищ и прудов для условий грунтовых и бетонных плотин:

а — выносная стенка; б — наносозахватный канал перед водозаборными отверстиями верхнего яруса; в — перекрытая траншея на склоне перед сбросным туннелем или перед поверхностным водосбросом грунтовых плотин.

в первый же год эксплуатации поток доносит до гидроузла, и их можно направить в НБ, если в половодье сбрасывать воду не с поверхности, а из придонной области. Это можно осуществить через обычные поверхностные водосбросы с помощью строительства наносозахватных трактов (рис. 10.12). В таких трактах нуждаются многие горные водохранилища (Андижанское, Нурекское и др.), водохранилища ирригационного или комплексного назначения.

10.2.4. Регулирование общего размыва в нижних бьефах

Часто возникает ситуация, когда снижение уровней потока при общем размыве русла в НБ не обеспечивает гашения избыточной энергии в водобойных устройствах гидроузла, что угрожает его сохранности. В таких случаях в пределах гидроузла в НБ строят сооружение, гарантирующее нормальную работу водобойных устройств; проектируют же их с учетом дополнительного снижения уровней воды.

Общий размыв можно ограничить или даже остановить проведением промывок подпертых бьефов при полном открытии затворов водосбросов гидроузла.

Другая схема ограничения снижения уровней воды при общем размыве заключается в ускорении продвижения наносов из верхнего бьефа в нижний путем снижения уровней воды перед гидроузлом во время половодья.

Значительный ущерб народному хозяйству наносит размыв берегов. Переход к преобладанию боковой эрозии над глубиной происходит с увеличением сопротивляемости размыву донных отложений под влиянием отности русла. Поэтому борьба с этим нежелательным процессом включает разрушение отности в стержневой части намечаемой трассы регулирования (земснаряды, спрямлением меандр).

При использовании русл рек для межбассейновой переброски стока, то есть при увеличении водности рек за счет переброски в нее воды из другой реки, развивается общий размыв. Устройство барражей (или перепадов) по трассе уменьшает уклон реки, а также объем деформации русла и разрушения берегов.

10.2.5. Регулирование рек-водоприемников

Реками-водоприемниками называются такие реки, в которые сбрасываются дренажные воды. Необходимо, чтобы уровни и пропускная способность их обеспечивали прием воды из коллекторов, а берег на месте устьевых сооружений был устойчивым.

Известный прием снижения уровня и увеличения пропускной способности русла — спрямление излучин.

На рисунке 10.13 изображены условия, при которых имеется возможность с помощью спрямляющих прорезей достичь желаемого эффекта.

Если спрямление намечается на значительных по протяжению участках рек, то оно с точки зрения охраны водных ресурсов страны недопустимо, потому что после его реализации весь весенний сток быстро стечет по спрямленному и углубленному руслу (обсохшие излучины уже не служат регулируемыми емкостями), меженный сток сократится, вместо реки останется канал с пересыхающим ручьем на дне.

Снизить уровень воды в межень для лучшего обсыхания пойменных массивов летом и увеличения их продуктивности можно углублением русла на значительной длине реки. Его можно осуществить, используя энергию потока в половодье, ограничив пропускную способность пойменных массивов (рис. 10.14). Если русло сложено размываемыми грунтами, то за несколько половодий оно будет в значительной мере размыто, и в таком русле в межень установятся более

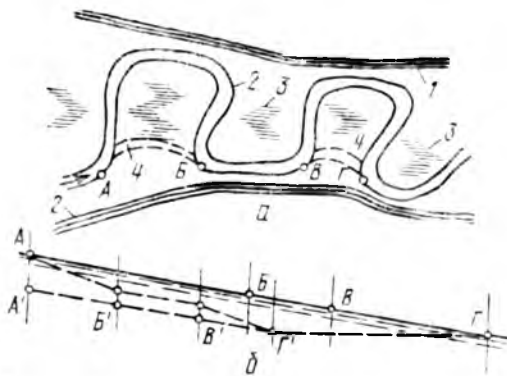


Рис. 10.13. Схема временного спрямления отдельных излучин реки-водоприемника:
а — план; б — совмещенные продольные профили; 1 — склоны долины; 2 — русло; 3 — заболоченные пойменные массивы; 4 — спрямляющая прорезь.

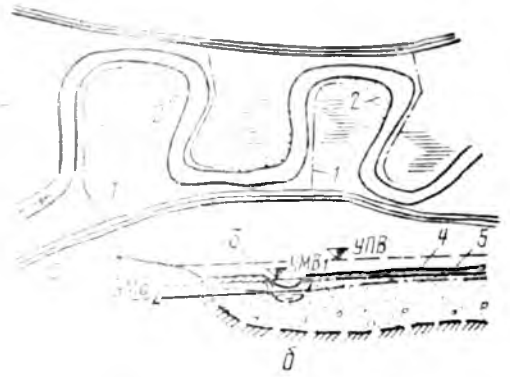


Рис. 10.14. Схема размещения конструкций для ограничения пропускной способности поймы:

а — план; б — поперечный профиль; 1 — оси кустарниковых полос или затопляемых (полузатопляемых) дамб; 2 — отложения вынесенного из русла песка; 3 — русло (до и после промыва); 4 — слой наилка; 5 — уровень грунтовых вод после промыва русла; УПВ и УМВ — соответственно уровни паводковых и меженных вод.

низкие уровни воды, которые улучшат условия обсыхания поймы и приема дренажных вод.

Часто берега рек-водоприемников сложены торфом. Свойства этого грунта изменяются в значительном диапазоне, поэтому русла в нем сильно отличаются от призматических, что служит причиной дополнительных потерь энергии на расширение и сужение потока. Уровни потока можно несколько снизить, придав руслу призматическую форму.

10.2.6. Обвалование земель

Обвалование земель проводят в тех случаях, когда оно безусловно увеличит их продуктивность и не причинит ущерба прилегающим землям.

Дамбы защищают обваловываемую территорию от затопления только поверхностным потоком; при этом следует одновременно выявить необходимость сооружений для защиты этой и прилегающей территорий от вредного воздействия грунтового потока, особенно в поймах, подстилаемых мощными слоями русловой водопроницаемой фации аллювия. Во многих случаях опасным расчетным уровнем будет не наивысший во время паводка на фоне половодья, а зажорный (зимой) или заторный (в начале половодья).

10.2.7. Гидротехнические методы рекультивации малых и средних равнинных рек

К средним рекам относят водотоки с площадью водосбора 2...50 тыс. км², а к малым — менее 2 тыс. км². Име-

ется ограничение и по длине: малые реки имеют длину менее 200 км. Именно в бассейнах малых и средних рек рождаются водные ресурсы страны, и от их состояния зависит состояние больших рек. Малые и средние реки — это также и самостоятельные ценные объекты производительных сил природы. В жизни людей они имеют большое значение.

Из-за нерасчетливой деятельности людей состояние многих малых и средних рек ухудшается и они частично или полностью утрачивают свои полезные свойства. Причины деградации (ухудшения) малых рек: нарушение режима формирования жидкого и твердого стока (распашка крутых склонов, сокращение площади леса); возрастание объема загрязнений рек, что подавляет развитие полезных биоценозов, включая и высшие растения, положительно влияющие на русловые процессы; создание подпора в половодье перемычками, плотинами прудов и другими сооружениями, приводящее к заилению русла; нарушение эрозионной устойчивости почвы распашкой крутых склонов и пойменных массивов.

Мероприятия для сохранения реки с оптимальным режимом как природного объекта и повышения продуктивности реки в пределах ее природных возможностей разделяются на *охранные* (ликвидация причин, ухудшающих режим реки), *рекультивационные* (улучшение режима реки и сохранение ее) и *хозяйственные* (увеличивающие продуктивность реки, поймы и надпойменных террас).

К гидротехническим рекультивационным мероприятиям относят следующие.

1. Выделение водоохраных зон и прибрежных полос. В состав водоохраных зон включается вся пойма, а также склоны долины, оврагов и балок. Задачи водоохраны не исключают использование этих территорий с определенным режимом хозяйствования. В прибрежных полосах хозяйственная деятельность запрещена.

2. Задержание наносов на подступах к рекам в прудах (в оврагах) и лиманах (в балках). Чтобы не увеличивать число прудов-испарителей, в составе водонапорного фронта обязательно должны быть водоспуски, обес-

печивающие автоматический слив воды из прудов.

3. Увеличение расходов воды в половодье (особенно в маловодные годы) для промыва русла путем попусков из специальных верховых рекультивационных водохранилищ и прудов.

4. Ограничение пропускной способности пойм для сосредоточения потока в русле с целью увеличения его транспортирующей способности и промыва русла.

5. Отведение части руслообразующих фракций из русла.

6. Защита русла от овражных выносов.

7. Закрепление слабых берегов (желательны биологическими и комбинированными конструкциями).

8. Стимулирование донной эрозии временным спрямлением излучин.

9. Очистка русл механизмами.

10. Экологические и другие мероприятия.

Проведение охранных и рекультивационных мероприятий повышает и продуктивность реки. Она может несколько увеличить отдачу до некоторой «допустимой нагрузки». Для этого необходимы хозяйственные мероприятия: создание регулирующих хозяйственных водохранилищ (только в пределах верховых элементов гидрографической сети), а также хозяйственных и рекреационных водоемов в межень; хозяйственное затопление пойменных массивов, увлажнение поймы в межень, осушение активизацией русловых процессов: строительство копаней для орошения, создание условий для нереста некоторых видов рыб, устройство рыбоводных прудов и др.

Перечисленные рекультивационные и хозяйственные мероприятия осуществляют путем строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений или выполнения гидротехнических работ.

10.3. РЕГУЛЯЦИОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

10.3.1. Классификация

Регуляционными (выправительными) называют речные сооружения, служащие для управления водным потоком без перекрытия его.

По назначению (по типам решаемых задач) регуляционные сооруже-

ния бывают: защитные (для защиты от размыва берега, откоса дамбы, опор мостов и т. д.), выправительные (обеспечивающие удержание потоков на проектной оптимальной трассе), дамбы обвалования (для защиты земель и объектов от затопления в половодье поверхностным потоком), комплексные и прочие (наносоуправляющие, укрепление дна в проранах, перекрытие проток и т. д.).

По местоположению — русловые и пойменные.

По характеру производства работ — аварийные и выполняемые в плановом порядке (при строительстве и реконструкции).

По взаимодействию с потоком — глухие, сквозные (проницаемые), переливные, поверхностные и комбинированные.

По применяемым строительным материалам — земляные, каменные, деревянные, бетонные, железобетонные, металлические, биологическое крепление, комбинированные.

По расчетному сроку службы — временные и постоянные.

По ориентации относительно оси потока — продольные (дамбы, одежды откосов, прорези и др.), поперечные (шпоры, пороги, траверсы и др.) и донные (укрепление поверхности дна отсыпкой камня, хворостяные выстилки и др.).

10.3.2. Краткие сведения о строительных материалах и элементах конструкций

Регуляционные сооружения, как правило, требуют значительных объемов материалов, и потому большую часть их возводят из местных строительных материалов или с минимальным расходом цемента, металла и других привозных фондовых материалов.

К местным материалам относятся грунт и хворост. Обычно грунт берут вблизи места возведения сооружения; реже его привозят из недалеко расположенных карьеров или резервов. Хворостом считают сучья деревьев разных пород толщиной в отрубе до 3..4 см.

Наиболее простой вид закрепления откоса, пологого берега или эрозийно-опасного участка поймы — хворостяная выстилка (хворостяной тюфяк). На защищаемую площадь набрасыва-

ют слой хвороста с ориентацией веток поперек потока. Поверх них поперек веток набрасывают через 0,8...1 м наиболее толстые и длинные хворостины, которые прикалывают кольями с сучком для прижима к поверхности земли. Толщину выстилки в уплотненном приколками состоянии принимают 0,15...0,20 м. В первый же подходящий сезон по выстилке производят посадку кустарника.

Меньший объем хвороста потребуется для защиты грунтовой поверхности от размыва, если из хвороста сделать плетни, хворостяные канаты или фашины. Размеры сторон клеток из этих изделий обычно принимают 0,8...1 м, высоту 0,3 м.

Для защиты от размыва плетнем (плетеными стенками) в углах квадратов на глубину 0,2...0,4 м забивают колья. Выдержанный 1,5...2 сут хворост (для меньшей ломкости) заплетают по кольям поочередно вдоль и поперек течения; образуются поперечные и продольные стенки непрерывного (бесшовного) плетения с попеременной ориентацией отрубленных концов хворостин. Временная защита из плетеных стенок менее опасна в пожарном отношении.

Временную защиту от размыва можно выполнить также с помощью легких фашин или хворостяных канатов. Из них на защищаемой от размыва потоком поверхности делают 3...5 рядов клеток со сторонами 0,8...1,2 м. Фашины и канаты прикрепляют к земле кольями (с расчетом на всплывание высохших веток).

Хворостяной канат составляют из отдельных хворостин (иногда с добавлением тростника). Диаметр его 10...15 см, расстояние между перевязками 0,1...0,5 м (в зависимости от качества материала и условий работы). Канат применяют для вязки хворостяных тюфяков (верхняя и нижняя основа) и закрепления хворостяной выстилки.

При вязке легких фашин (рис. 10.15) хворост отрубленными концами (комлями) укладывают только в одном или в разных направлениях и фашины называются одно- и двухкомлевыми. Для вязки фашин применяют стальную проволоку ($d=3...5$ мм) или веревку, а также вицы, сделанные из камыша, осоки, тростника или хвороста.

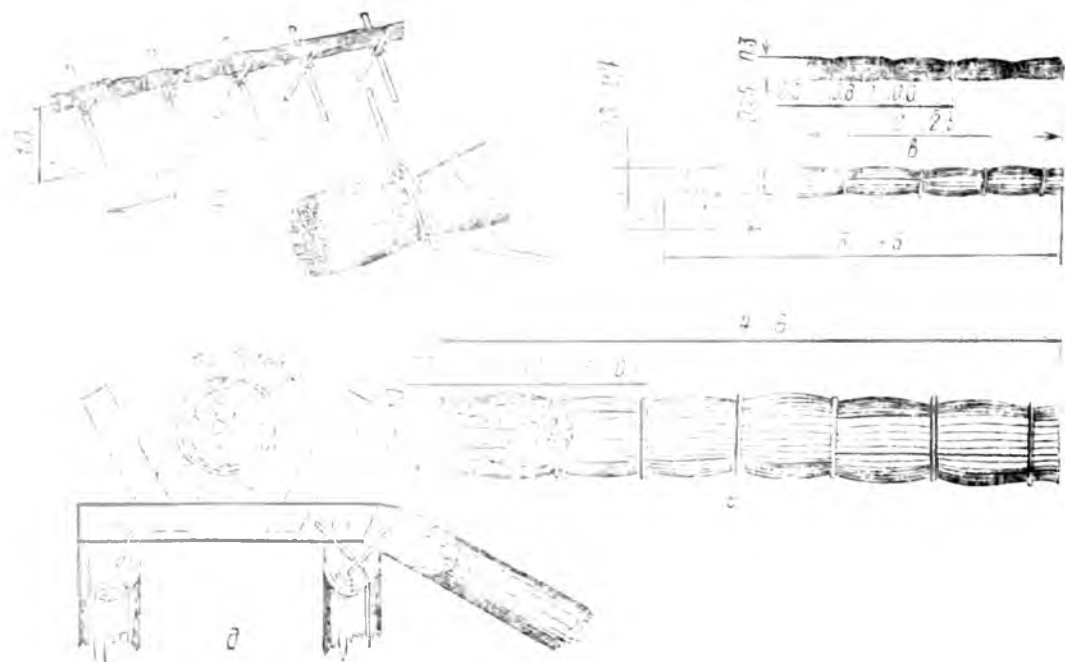


Рис. 10.15. Изготовление фашин:

а — вязки легкой фашины; *б* — сжим; *в* — легкая однокомлевая фашина; *г* — двухкомлевая фашина; *д* — опора для вязки тяжелой фашины со съёмным подкосом и наклонным бревном для скатывания готовых фашин; *е* — тяжелая фашина из хвороста, соломы (тростника) и камня. (Размеры в м)

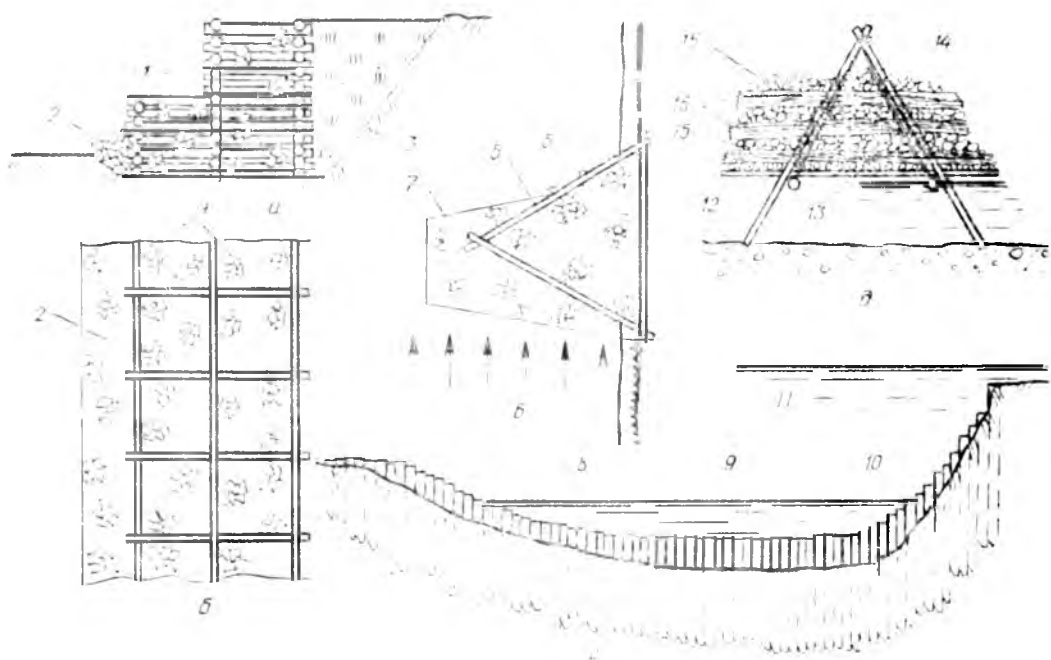


Рис. 10.16. Конструкции из лесоматериалов и камня (дерна):

а — поперечное сечение ряжевой стенки; *б* — ее план; *в* — треугольный одиночный ряж с затяжками в качестве короткой шпоры; *г* — донный порог из шпунтин (поперечный или криволинейный в плане); *д* — силов перед сбросом каменно-хворостяной кладки; *е* — бревна или пластины ряжа; *ж* — каменная наброска для зашты- ты ряжа от подмыва; *з* — обратная засыпка; *и* — наброска камня, дерна или камня с хворостом; *к* — сруб ряжа; — поперечные затяжки из пластин, бревен или проволоки; *л* — «фартук» из каменной наброски; *м* — поверхность русла; *н* и *о* — уровни воды в межень и в половодье; *п* — шпунтины из брусьев (могут быть из железобетона); *к* — ноги сипая (четыре или три); *р* — элементы нижней несущей конструкции; *с* — проволока, на которой держится несущая конструкция, *д* — наброска камня по слою соломы или тростника, *е* — слой из хвороста.

Легкие фашины обладают плавучестью, и их необходимо прикреплять к земле кольями (прикалывание) или пригрузкой. Срок их службы (в зависимости от условий работы и качества хвороста) 3...4 года.

При аварийных работах для устройства крепления в воде применяют тяжелые фашины. Они представляют собой цилиндрическую оболочку из хвороста (рис. 10.15, *д*), внутри ее выстилка из соломы или камыша, тростника, рогоза и др.; в средней части располагают рваный камень, гальку или дернину. Фашины на место их работы укладывают краном или скатывают по откосу. При значительных скоростях потока перед сбросом для фиксации укладки конец фашины можно привязывать длинной проволокой к анкеру, расположенному выше по течению.

В составе фашинной кладки камень применяют в тех случаях, когда из малого объема камня требуется выполнить большой объем кладки или когда камень мелкий и его может унести поток.

Эти же задачи решаются при устройстве каменно-хворостяной кладки (для защиты берега или дамбы от размыва), которую обычно выполняют насухо.

При обнажении во время межени каменно-хворостяной кладки и из тяжелых фашин необходимо обсадить их кустарником.

Дерево в виде бревен брусьев, пластин, досок применяют для строительства ряжей, шпунтовых стенок, несущих конструкций эстакад и сипайной кладки (рис. 10.16).

Ряжи из бревен или пластин (рис. 10.16, *а* и *б*) непосредственно воздействуют на поток и регулируют его. Клетки ряжа загружают камнем, дернинами, камнем вперемешку с хворостом и т. д. Смысл загрузки: сделать конструкцию неплавучей и повысить ее устойчивость и прочность с расчетом на воздействие льда и обратной засыпки. Высоту вертикальной «ступени» при рубке ряжей принимают 1,5...2 м. Ряжевую кладку применяют в тех случаях, когда конструкции только из камня будут дороже или нет камня необходимой крупности.

Сипайную кладку (рис. 10.16, *д*) возводят обычно в аварийной ситуации в текущей воде (иногда при скоро-

стях до 3 м/с). Из нее сооружают водозахватные и защитные шпоры (иногда струенаправляющие дамбы). Эти сооружения строят пионерным способом. Сначала в текущую воду устанавливают каркас (3 или 4 бревна — «ноги»). Затем вблизи уровня воды на каркас подвешивают площадку — несущую конструкцию из бревен и жердей. На этом основании возводят каменно-хворостяную кладку из чередующихся слоев хвороста, соломы и затем камня. Как только толщина кладки будет несколько больше глубины воды, подвески рубят и кладку сбрасывают на дно; затем устанавливают следующий сипай. При сипайных работах особое внимание следует уделять технике безопасности.

Донные пороги (рис. 10.16, *г*) строят обычно на перекатах для подпора уровня воды в межень (поперечный порог) или управления руслообразующими фракциями наносов (наносоуправляющие криволинейные пороги).

При возведении регуляционных сооружений от строительного камня требуются морозостойкость и необходимый диаметр. Но и при этих требованиях он относительно дорог (20...40 р. за 1 м³). Поэтому без сочетания с другими материалами его применяют редко.

На рисунке 10.17, *а* изображена схема аварийной защиты размываемого берега. Камень сбрасывают в воду за бровку берега самосвалами или бульдозерами. Размыву потоком сопротивляются только камни крупнее расчетного диаметра, определяемого по формуле С. В. Избаша:

$$d_{\min} = 0,057v_{\max}^2 \quad (10.28)$$

Выгоднее применять камень без сортировки, в том составе, в котором он получается после взрыва в каменном карьере (так называемую «горную массу»). Однако камня крупнее расчетного диаметра d_{\min} в общем объеме должно быть не менее 5...7 %.

На рисунке 10.17, *б* приведена схема защиты берега или откоса земляного сооружения каменной наброской или мощением. В этом случае применяют отборный по крупности камень. Толщина у верха крепления 0,3...0,5 м, у низа 0,7...1 м. Если ожидается длительное (более 10 сут в году) воздействие ветровых волн высотой более 0,5 м, то на участке возможного разру-

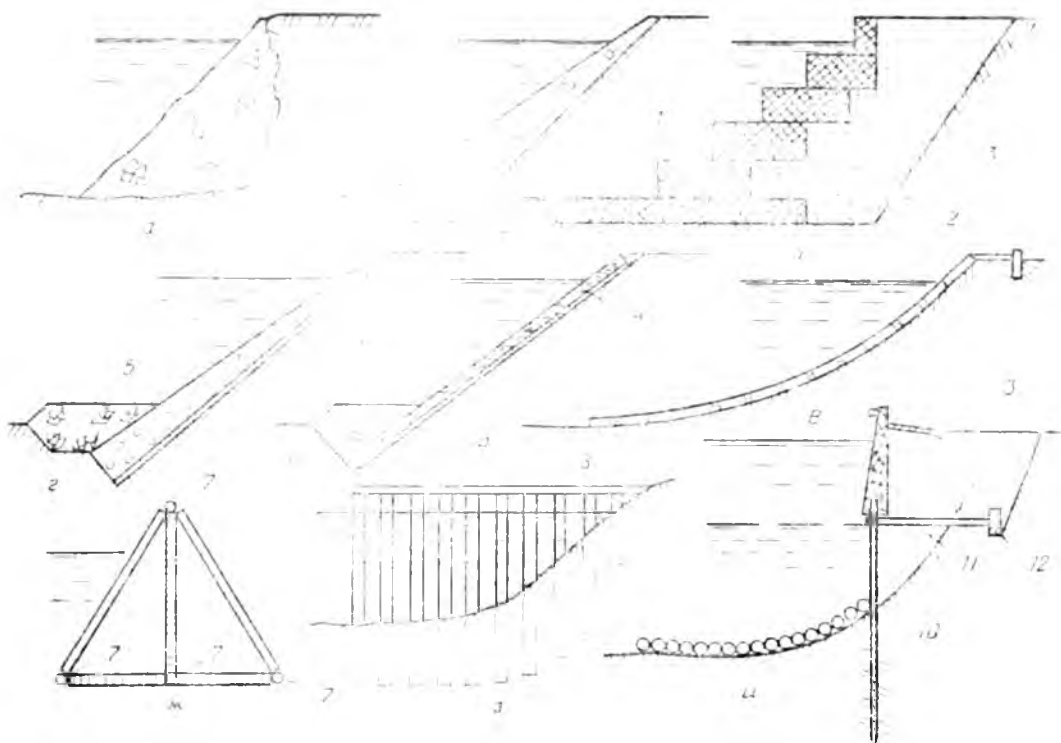


Рис. 10.17. Конструкции из камня и сочетания с металлом и вяжущими:

a — каменная наброска в воду; *b* — каменная наброска насухо; *в* — габионная кладка; *г* — защита берега или откоса дамбы монолитным бетоном; *д* — то же, железобетонными плитами; *е* — гирлянды из бетонных брусьев, сбрасываемые со льда или с плавучих средств; *ж* — сквозной тетраэдр из железобетонных балок; *з* — сквозная шпора (или дамба) из свай-оболочек, *и* — подпорная стенка из заанкеренных шпунтин с железобетонной надстройкой, защищенная от подмыва «покрывалами» А. Н. Гостунского; *1* — габионы; *2* — засыпка из неоседающего грунта; *3* — обратная засыпка с уплотнением; *4* — обратный фильтр; *5* — защитная наброска отборного крупного камня; *6* — упорный зуб из армированного бетона; *7* — соединения стержней, выпущенных из балок; *8* — железобетонный ростверк; *9* — свай-оболочки; *10* — шпунтовая стенка; *11* — затяжка; *12* — анкерная балка.

шения под слоем камня устраивают обратный фильтр.

Камень крупностью мельче расчетного диаметра можно применять в сочетании с сеткой из стальной (лучше оцинкованной) проволоки диаметром 2,5...4,5 мм при размере квадратных ячеек от 50×50 до 140×140 мм. Габионные «ящички» из такой сетки в виде параллелепипедов устанавливают на спланированную поверхность. Затем все их наполняют камнем равными слоями, чтобы вертикальные стенки не были деформированы.

При обилии влекомых наносов наружный слой габионной кладки выполняют так, чтобы камни или галька высывались из каждой ячейки и этим защищали проволоку габиона от истирания. Правильно выполненная габионная кладка с применением оцинкованной проволоки работает десятки лет.

Крепление устойчивого земляного откоса можно выполнить также из

монолитного бетона (рис. 10.17, *г* и *д*). Такое покрытие достаточно водонепроницаемо, но при быстром снижении уровня воды в реке крепление может быть разрушено давлением воды под облицовкой. В этих случаях под креплением делают подготовку из водонепроницаемого материала (гравий, щебень, крупный песок), а у дренажных разгрузочных отверстий — обратные фильтры.

Толщину железобетонной и бетонной одежды можно определить по формуле:

$$\delta = 0,05v^{2,3}, \quad (10.29)$$

но она не должна быть менее 0,15 м. Прочность и устойчивость облицовки проверяют также из условий примерзания льда и его всплывания во время половодья [184]. Защита облицовки от подмыва на участке сопряжения с дном — наиболее ответственная задача. Лучше всего ее решает наброска из отборного крупного камня, диаметр

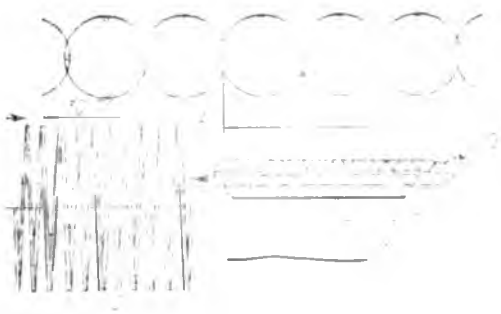


Рис. 10.18. Защитное «покрывало» А. Н. Гостунского из катанки:

а — вид с торца; б — вид с торца сбоку; в — стаскивание «покрывала» с палубы понтона. (Размеры в см)

которого рассчитан по самой большой измеренной скорости на вертикали с коэффициентом 1,2.

При наличии вблизи умеренноразмываемого берега донных наносов весьма экономично крепление берега плетями из бетонных брусков размером $0,2 \times 0,2 \times 1$ м, с зазором в плети 0,05 м (рис. 10.17, е). Плетки укладывают на дно через 1 м. На 100 м^2 расходуется $3,8 \text{ м}^3$ бетона и 30 кг металла.

Часто берег защищают от размыва так называемыми сквозными конструкциями (например, рис. 10.17, ж и з): через них поток протекает, но скорость его уменьшается, и потому он уже не размывает берега и откосы. Углы смежных тетраэдров сваривают.

Примером сложных комбинированных конструкций (рис. 10.17, и) служит защитная стенка в условиях города. Здесь сочетаются конструкции, возводимые в текущей воде (шпунтовая стенка ниже уровня потока в межень) и насухо (железобетонная подпорная стенка).

Хворостяные и каменно-хворостяные конструкции требуют значительных затрат ручного труда. Этого недостатка не имеет и весьма эффективно работает в песчаном русле «покрывало» А. Н. Гостунского (рис. 10.18), которое сваривают из металлических спиралей, образуемых при растягивании бухты проволоки-катанки; спирали скрепляют арматурными стержнями. В пределах спиралей скорости потока уменьшаются, и они частично заносятся песком.

В условиях русл из крупнозернистых грунтов, превращенных на берегах глинистыми и пылеватыми частицами

в связные грунты, размываемый берег можно защитить сползающими блоками (рис. 10.19). Основание с наклоном около 60° готовят экскаватором (в межень). На основание укладывают блоки. Режущей кромкой они упираются в не разобранный экскаватором грунт. Блоки, длиной (по реке) 1...2 м при подмыве самостоятельно сползают; по мере необходимости сверху стенки можно наращивать бетонными блоками. Чтобы уменьшить скорости у рабочих граней стенок, целесообразно делать их из блоков двух типоразмеров, придавая поверхности стенки «ребристый» характер.

Для воздействия на наносы в придонной области потока применяют щиты М. В. Потапова, собираемые обычно в плавучие системы (рис. 10.20). Воздействуя на руслоформирующие наносы, струенаправляющие системы М. В. Потапова способны не только регулировать наносный режим потока, но и переформировывать русло.

Щиты обычно делают из металла в виде понтона специальной формы, с плоской рабочей стороной. Длина одиночного щита или ряда щитов рекомендуется в пределах 1...2 глубин потока. Глубина погружения составляет 0,25...0,35 глубины потока; она легко регулируется заливом или откачкой воды через люк (рис. 10.20, а). С помощью лебедок и тросов систему выводят в наиболее благоприятное рабочее положение. Например, для защиты бесплотинного водозабора от крупных

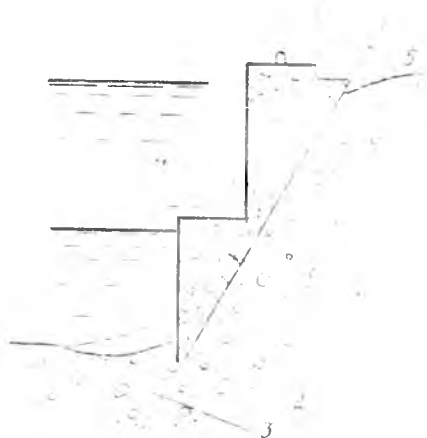


Рис. 10.19. Защитная стенка из сползающих блоков:

1 — сползающий блок; 2 — металлическая режущая кромка; 3 — сползание массива по мере подмыва; 4 — контур выступающих граней смежного блока; 5 — возможная установка блока наращивания.

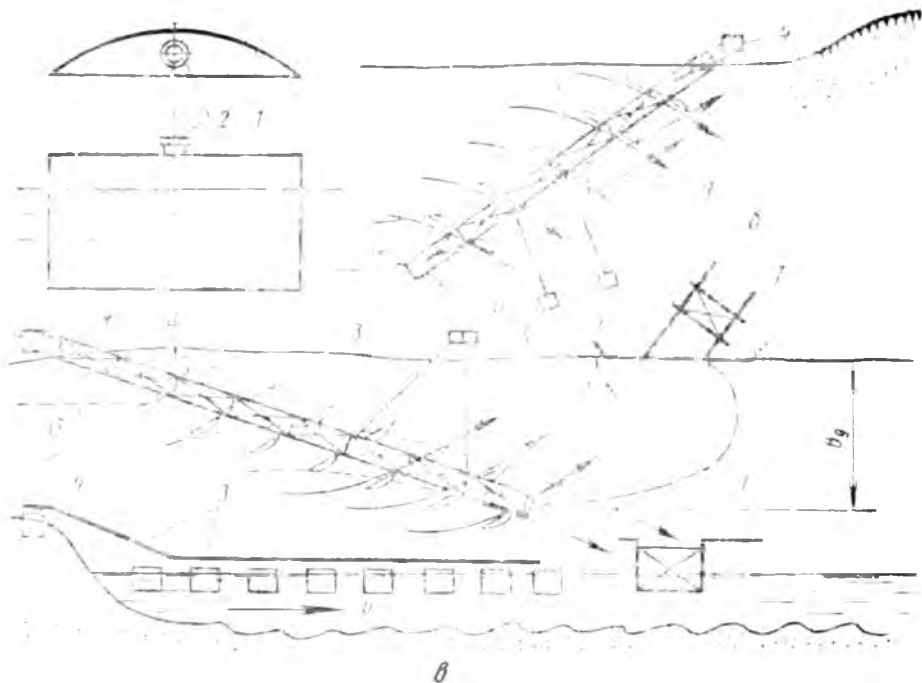


Рис. 10.20. Струенаправляющая система М. В. Потапова:

а — план и вид шита; б — система шитов для защиты берега от размыва; в — борьба с наносами при водозаборе; 1 — обшивка шита-понтон; 2 — люк; 3 — верхнее строение; 4 — опоры; 5 — якоря (лебедка на шпунте); 6 — бортовая якоря с лебедками; 7 — водозаборный шлюз; 8 — траектория поверхностных струй; 9 — траектория донных струй.

наносов (рис. 10.20, в) угол $\theta = 45 \dots 50^\circ$, угол между направлением уреза потока и осью системы $\beta = 15 \dots 25^\circ$, угол установки рабочих плоскостей щитов к направлению течения $\delta = 15 \dots 25^\circ$. Системой должна быть перекрыта прибрежная зона потока на ширине захвата донных струй при ее отсутствии.

10.3.3. Крепление берега

В зависимости от ожидаемой скорости течения у закрепляемого участка и других условий крепление берега можно выполнить из различных материалов.

Если берега сложены связными грунтами, то всегда надо прорабатывать вариант биологического крепления — посев трав, посадка кустарника или их сочетание. Такое крепление может хорошо работать над меженным уровнем. При опасности размыва нижнюю часть берегового откоса крепят долговечными в воде материалами: камнем, габионами, ряжами, бетонным и сборным железобетоном, а также шпунтовыми или свайными стенками из дерева.

На крупнозернистых грунтах бере-

га (гравелисто-галечниковые отложения на горных участках рек) наиболее экономичным креплением может оказаться отсыпка галечника или валунов, добытых в русле этой же реки, но выше по течению на 20...30, а иногда и 10 км. Для этой же цели можно использовать крупнообломочный материал соседних рек, если он будет неразмываемым на закрепляемом участке [по формуле (10.28)].

Главные морфологические элементы русла при руслоформирующем расходе воды принимают по зависимостям, приведенным в 10.1.6, или другим региональным [6].

Наибольшую глубину в русле на устойчивом прямолинейном участке определяют по формуле:

$$h_{\max} = kH_0, \quad (10.30)$$

где H_0 — средняя глубина потока при руслоформирующем расходе воды; k — коэффициент; по рекомендации К. Ф. Артамонова для рек горно-предгорной зоны принимают $k = 1,4 \dots 1,6$. При гладких продольных обрывках откосов берега и дамб наибольшая глубина может быть не на середине потока, а у подошвы откосов и значения этого коэффициента может быть равно 2,5 и более (до $4H_0$ у вертикальных гладких стенок).

Среднюю глубину лотка на кривой определяют через среднюю глуби-

ну на прямолинейном участке:

$$H_R = H_0(1 + k_r). \quad (0.31)$$

Коэффициент k принимают в зависимости от кривизны стержня:

R/B_y	1,5	2	3
k_r	1,62	0,60	0,43
R/B_y	4	5	6
k_λ	0,33	0,27	0,24

Радиус кривизны геометрической оси зарегулированного русла рекомендуется принимать $R = (3,5...7) B_y$, где B_y — ширина устойчивого русла при руслоформирующем расходе воды (см. рис. 10.10).

Наибольшая глубина русла на кривой:

$$h_{k,max} = \varepsilon_1 \varepsilon_2 H_0. \quad (10.32)$$

Значение опытного коэффициента ε_1 зависит от кривизны русла:

R/B_y	∞	6	5
ε_1	1,27	1,48	1,48
R/B_y	4	3	2
ε_1	2,20	2,57	3,00

Величина ε_2 учитывает коэффициент заложения откоса берега или дамбы m :

m	0 . . . 0,5	0,5 . . . 1,0	
ε_2	1,2	1,0	
m	1 . . . 1,5	1,5 . . . 2,0	>2
ε_2	0,9	0,8	0,7

У гладких вертикальных стенок при значительной кривизне в плане могут быть случаи, когда $h_{k,max} = (5...7) H_0$.

Верх крепления откоса должен возвышаться над расчетным наивысшим уровнем воды в реке на 0,5...1 м (с учетом ветровой или судовой волны).

Низ крепления следует заложить на 1,5...2 м ниже ожидаемой поверхности размыва дна. Уменьшить глубину заложения можно резервной отсыпкой крупного камня или укладкой фартука из габионов, сцепленных железобетонных плит и блоков, а также «покрывала» А. Н. Гостунского из металлических спиралей.

10.3.4. Дамбы

Дамбы — это обычно невысокие протяженные гидротехнические сооружения с профилем земляных плотин, омываемые с обеих сторон (безнапорные дамбы) или с одной стороны (напорные). Их располагают как в русле

реки (для отторжения определенной части русла), так и на пойме.

По назначению дамбы бывают выправительные и обваловывающие.

Выправительные дамбы входят в состав сооружений на трассе выправления потока. Они непосредственно взаимодействуют с потоком, потому рабочие откосы их обычно крепят такими же конструкциями, что и размываемые берега.

Наименьшими бывают размывы у берегов и дамб при закреплении выправительной трассы по ширине устойчивого русла. При увеличении ширины выправительной трассы создаются условия поперечного свала потока и подхода к защитным креплениям под различными углами. В этом случае в местах прижима к облицовке сбойного течения глубина размыва может сильно возрасти.

При выправлении многорукавных неустойчивых русел (II, III и V типы) следует иметь в виду, что на участке выправительной трассы и выше нее произойдет общий размыв, поэтому глубины возможного местного размыва следует считать не от бытовых уровней, а с учетом их последующего понижения. В этих условиях часто бывает полезным строить в русле поперечные пороги-перепады. Они фиксируют уровни в реке; кроме того, горизонтальный верх их способствует выравниванию удельных расходов по ширине русла.

По гребню дамб устраивают проезд для выполнения ремонтных и аварийных работ, потому ширину его назначают не менее 4 м.

На берегу вблизи дамб и на дамбах создают запасы аварийных материалов. Одновременно с основной рабочей выправительной дамбой строят вспомогательные дамбы (от рабочей к берегу), которые называются траверсами. Они разделяют задамбовое пространство на участки с очертанием, близким к квадратам.

На время эксплуатации в задамбовом пространстве либо должна остаться проточная вода, удовлетворяющая санитарным требованиям, либо оно должно быть закольматировано наносами, замыто земснарядами или засыпано, чтобы было пригодным для сельскохозяйственного или рекреационного использования.

Создание выправительных дамб на

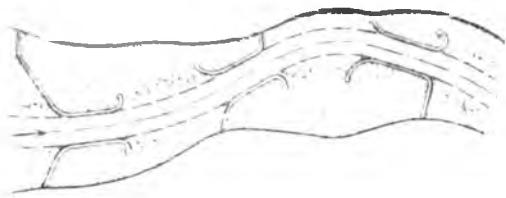


Рис. 10.21. Пример компоновки опясков.

всей длине русла — весьма дорогое мероприятие. Следует изыскивать возможности выправления русла только по одному берегу (с использованием противоположного как элемента трассы), строить дамбы прерывистыми. В условиях блуждающих русел со слабыми берегами хорошей конструкцией считаются опяски (рис. 10.21). Ширина потока в самой узкой части равна ширине устойчивого русла. В этом случае формируется русло с симметричным профилем и с наибольшими глубинами на оси.

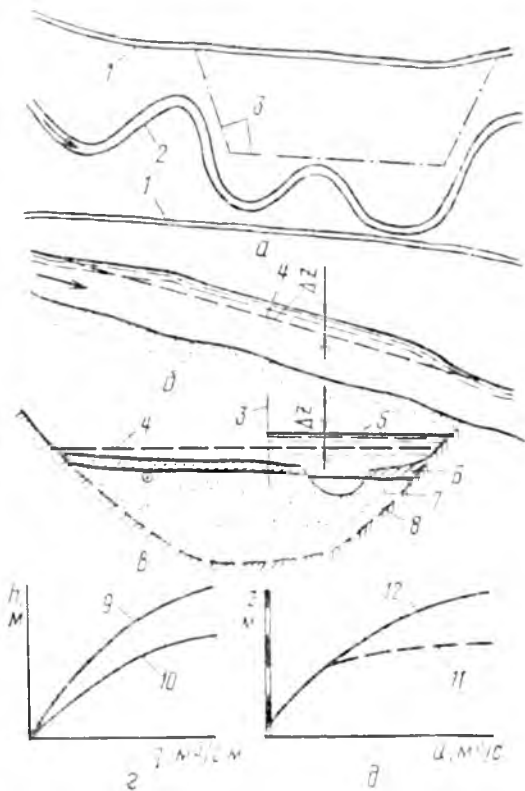


Рис. 10.22. Схема для расчета подпора уровня воды при обваловании участка поймы:

a — план; *b* — продольный профиль; *в* — поперечный профиль; *г* — зависимость удельных расходов воды от глубины потока на пойме (9) и в русле (10); *д* — кривые расходов в бытовом состоянии (11) и после обвалования (12); 1 — склон долины; 2 — русло реки; 3 — ось дамб обвалования; 4 — расчетный уровень воды в бытовых условиях; 5 — подпорный уровень; 6 — слой наилка; 7 — русловая фация наносов; 8 — граница эрозийного вреза (стратиграфическая граница).

Дамбы обвалования устраивают для защиты сельскохозяйственных земель, населенных пунктов и других объектов от затопления поверхностным потоком во время половодья. Различают две разновидности их: дамбы при обваловании пойменных земель и дамбы в низовьях рек, где поверхность окружающей территории находится вровень с рекой или даже ниже.

На рисунке 10.22 приведена примерная схема обвалования пойменного массива. Обвалованная часть поймы исключается из живого сечения потока, поэтому на участке обвалования уровень потока повышаются на величину Δz (рис. 10.22, *б* и *в*). Расчетная схема Б. Н. Кандибы сводится к тому, что уклон на участке обвалования считается равным бытовому уклону, вода, перемещавшаяся ранее на обвалованной части ($Q_{обв}$), течет теперь как бы сверху естественного потока над руслом и над необвалованной частью поймы. Эта схематизация приводит к уравнению:

$$Q_{обв} = 1,25 (\Delta Q_n + \Delta Q_p),$$

где ΔQ_n и ΔQ_p — дополнительные расходы воды соответственно на пойме и в русле; 1,25 — эмпирический коэффициент, означающий увеличение скоростей течения потока в новых условиях по сравнению с условиями поймы. Слагаемые в скобках состоят из значений скоростей течения и дополнительной площади живого сечения при подьеме уровня воды на величину Δz . Например,

$$\Delta Q_p = v_p b_p \Delta z,$$

где v_p — средняя по сечению скорость течения в русле до обвалования; b_p — ширина русла. После раскрытия всех слагаемых в скобках значение дополнительного подпора определяется как

$$\Delta z = 0,8 Q_{обв} / \sum (v_i b_i), \quad (10.33)$$

где b_i и v_i — соответственно ширина отдельных частей профиля поперечного сечения, по которым перемещается поток, с различными коэффициентами шероховатости и средние скорости течения на этих частях.

Другой метод, позволяющий дифференцированно учесть все условия отдельных участков поймы, — построение новой кривой расходов. Ее строят, используя формулу Шези, написанную для удельного расхода воды: $q = hC \sqrt{hi}$. В пределах величин, определяемых поперечным сечением, задаются глубинами потока в русле и на пойме и вычисляют q ; затем строят кривые (на рис. 10.21, *г*). При построении их существенно различными бу-

дуг коэффициенты шероховатости для периметра в русле и на отдельных участках поймы (луг, кустарник, лес и т. д.). Строят столько кривых, сколько выделено участков с разными коэффициентами шероховатости (рекомендуется принимать их по М. Ф. Срибному).

Графики, изображенные на рисунке 10.22, г, позволяют построить новую кривую расходов в условиях обвалования (рис. 10.22, д). Для этого задаются отметками уровня воды z ; по глубинам на расчетных участках поперечного сечения определяют удельные расходы воды, а по ним при известной ширине расчетных участков — суммарный расход воды в сечении.

В низовьях и дельтах рек дамбы обвалования строят издавна, так как без них была бы немислимой хозяйственная деятельность (низовья Амударьи, Терека, Кубани, и др.). В этих условиях уже нет речных долин в обычном понимании, дамбы обвалования не к чему присоединять. Их строят вдоль реки, то есть они не замкнуты.

Такие дамбы располагают обычно в некотором удалении от главного русла; при этом предвальное пространство необходимо как для пропуска расходов в многоводные годы, так и для устранения угрозы внезапного размыва дамб потоком. В условиях блуждающих легкоразмываемых русел поток иногда за одно половодье смывает предвальную полосу поймы и создает угрозу размыва и прорыва дамбы. Обычно редко идут на защиту дамбы от размыва. Экономически более целесообразно допустить размыв ее. Но для того чтобы устранить угрозу затопления защищаемой территории, своевременно строят вторую линию дамб. Расстояние ее от первой линии определяется конкретными условиями: наибольшим размывом берега за одно половодье, топографией, расположением народнохозяйственных объектов и землепользованием. Оно может быть от 30...50 до 300...500 м. Одновременно с устройством второй линии дамб необходимо построить в межвальном пространстве и поперечные дамбы-траверсы (для локализации разлива воды при возможном разрушении первой линии дамб).

При обваловании реки и ограничении зоны ее разлива в половодье наилок в предвальном пространстве аккумуля-

мулируется более интенсивно, поэтому через 5...10 лет гребень дамб обвалования необходимо поднимать.

В долинах рек ниже водохранилищ могут возникнуть прорывные волны, которые образуются при разрушении плотин. При этом по руслу движется передний вал с четко выраженным «лбом» волны, обладающим значительной разрушительной силой. Остальная часть долины затопляется потоком, который течет с обычными для половодья скоростями, поэтому имеется возможность с помощью дамб обвалования защитить от кратковременного, но значительного затопления населенные пункты и некоторые сельскохозяйственные угодья.

10.3.5. Шпоры

Шпоры — поперечные по отношению к течению потока или косо направленные сооружения, не перекрывающие его. Они подразделяются на защитные, выправительные и водозахватные.

Защитные шпоры, обычно короткие, предназначены для защиты от размыва берега, откосов земляных сооружений (дамб и низконапорных плотин).

Выправительные шпоры служат для удержания потока на трассе выправления. Длина их может быть различной, крепят же только головную часть, непосредственно взаимодействующую с потоком.

Водозахватные шпоры строят на реках с большой скоростью течения для привлечения к водозабору дополнительного расхода воды (обычно на горных и предгорных участках рек).

Часть шпоры, непосредственно воздействующая на поток, называется головой ее, а упирающаяся в берег (в специальную врезку) — корнем. Это наиболее уязвимые части шпоры.

Шпоры могут быть *глухие* и *сквозные* (проницаемые, например, из сквозных железобетонных тетраэдров или свай-оболочек), *затопляемые* и при уровне высоких вод (УВВ) и постоянно *переливные*. На рисунке 10.23 изображена шпора наиболее простой конструкции, возведенная для защиты берега от размыва. Набегающий на откос поток направляется вдоль рабочего откоса. В зоне сбойного течения дно размывается. У хорошо построенной шпоры яма местного размыва удалена



Рис. 10.23. Глухая шпора из грунта с облицованным рабочим откосом.

от головы шпоры на безопасное расстояние. Часто яма размыва формируется непосредственно у головы шпоры, и грунт, из которого она построена, сползает в яму размыва.

Наибольшую глубину местного размыва определяют по зависимости (10.14).

Опыт показал, что одну шпору делать нельзя: имея два уязвимых места — голову и корень, она может быть разрушена потоком; надо устраивать не менее трех шпор подряд (лишь в особо благоприятных условиях — две). Первую шпору делают малой длины, чтобы опасность ее разрушения была минимальной; вторую строят под защитой ее корня первой шпорой и, наконец, третью и все последующие рабочие шпоры возводят так, чтобы головы их были на запроектированной трассе выправления.

Расстояние между шпорами определяют в соответствии с расчетной схемой, пример которой для течения потока параллельно берегу приведен на рисунке 10.24. При первой возможности на участке строительства шпор надо делать поплавочные съемки и вносить



Рис. 10.24. Расчетная схема к определению расстояния между шпорами.

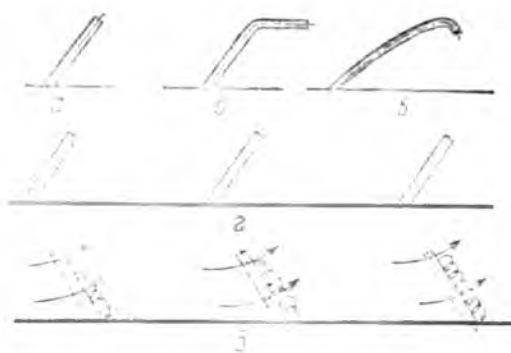


Рис. 10.25. Основные типы шпор:

a — обычная; *б* — Г-образная; *в* — криволинейная;
г — система шпор с осью по переливным шпор с осями против

в основную расчетную схему коррективы. Расстояние между шпорами L определяется их рабочей длиной l_p и углом установки α . По исследованиям С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова, угол растекания $\beta = 9^\circ$, поэтому $L_p = 6l_p \sin \alpha$. Поскольку корень последующей шпоры должен быть защищен предыдущей шпорой, расстояние принимают:

$$L = 4l_p \sin \alpha. \quad (10.34)$$

Шпоры бывают разных типов (рис. 10.25).

Г-образная шпора (рис. 10.25, б) является развитием обычной (рис. 10.25, а). При ней перепад за счет скоростного напора рассредоточивается на длине продольной вставки (до $0,4 l_p$); при этом ямы местного размыва смещаются от шпор вниз, а глубина их меньше. Кроме того, расстояние между такими шпорами больше, так как следует учитывать длину продольной вставки и угол растекания, который будет меньше 9° .

На рабочем откосе обычной шпоры формируется нисходящее течение, направленное к подошве откоса и к голове. Оно оттесняет придонные речные струи с наносами и служит причиной размыва дна у рабочего откоса и головы шпоры. Совсем противоположный эффект дает криволинейная шпора, особенно если она длинная (рис. 10.25, в). Вдоль криволинейного рабочего (верхового) откоса шпоры формируются течение с искривлением струй. Действующие на массы воды центробежные силы приводят к тому, что вблизи откоса уровень воды устанавливается ниже, чем в удалении от них. Возникает эффект поперечной циркуляции, в результате которого на-

носы «наметаются» на нижнюю часть рабочего откоса, то есть угрозы размыва рабочего откоса нет. Голова шпору оказывается в области водоворота и заносится наносами.

Глухие шпору строят чаще с осью по течению (рис. 10.25, з).

Интересный эффект использовал А. И. Лосиевский, предложивший затопление шпору с осью против течения (рис. 10.25, о). На каждой шпоре имеется перепад уровней (по схеме затопленного водослива), который формирует течение поперек оси шпору, поэтому набегающий на шпору поток отклоняется от берега и тем ослабляется его размывающее воздействие. Кроме того, на низовом откосе шпору формируется компенсационное движение придонных струй с наносами к берегу, и это также служит защитным средством. Наиболее уязвимое место у этой конструкции — голова шпору.

Часто строят сквозные шпору, например из железобетонных тетраэдров, сеток и т. д. Следует учитывать, что обилие в реках мусора (растительные остатки) изменит расчетную сквозность, отчего конструкции могут потерять устойчивость или оползут в яму размыва непредвиденной глубины.

10.3.6. Прорези

Часто объемы и интенсивность деформаций настолько велики, что защитить от разрушения берег и объекты, расположенные на нем, перечисленными методами и средствами затруднительно. Во многих случаях целесообразнее решить задачу с помощью строительства спрямляющей прорези. Этот вид регуляционных работ получил особенно большое развитие в нижнем течении р. Амударьи. Для примера на рисунке 10.26 изображена си-

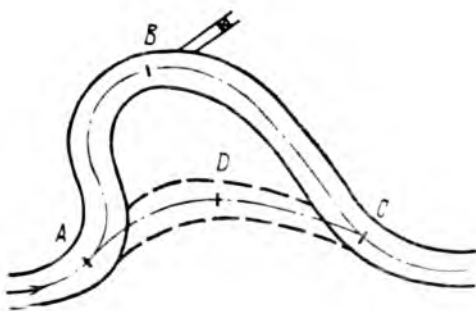


Рис. 10.26. Пример спрямления русла прорезью для устранения размыва берега у места водозабора.

туация, когда головной участок канала и сооружение на левом берегу находятся под угрозой разрушения потоком. При устройстве прорези (на рис. 10.26 показана штрихом) в нее полностью или частично устремляется поток, и берег у защищаемого объекта больше размываться не будет.

В песчаном русле (I, II и III типы) прорезь устраивают как пионерную траншею. Если соотношение длин отрезка ABC и ADC больше 1,5...2, то при разборке верховой перемычки (под защитой которой разрабатывается пионерная траншея) есть уверенность, что траншея будет в дальнейшем разработана потоком до сечения русла. При этом пропускная способность пионерного русла должна быть не менее 0,25...0,3 руслоформирующего расхода воды. Большое значение имеет также расположение входа: он должен обеспечивать благоприятный режим наносов на входе в прорезь.

В крупнозернистых грунтах (IV и V типы) пионерное русло развивается сначала интенсивно, затем формируется отмытка, препятствующая углублению, и оно размывается вширь. В таких грунтах трудно рассчитывать на

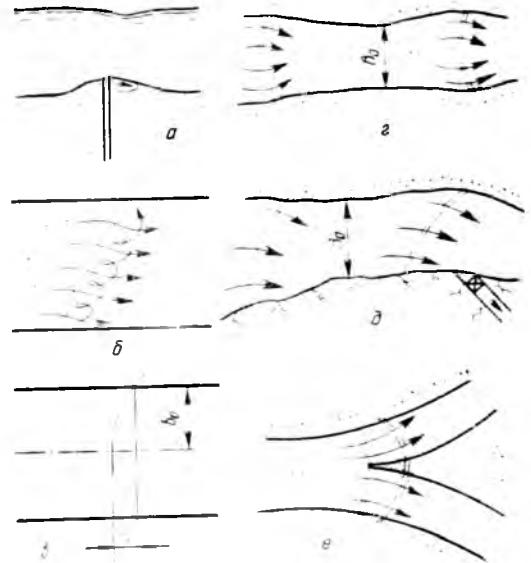


Рис. 10.27. Схема криволинейного донного порога и примеры компоновки:

а — возникновение вихря на тыльной поверхности шпунтовой стенки; б — поперечное смещение поверхностных и донных струй косорасположенным донным порогом; в — ось криволинейного донного (наносоуправляющего) порога, установленного для смещения наносов к берегам; г — система порогов, фиксирующая песчаное русло; д — система порогов, фиксирующая поток у правого неразмываемого берега, и для борьбы с наносами при водозаборе; е — пример компоновки наносоуправляющих порогов для разделения потока на два рукава.

эффект саморазмыва; более надежной оказывается разработка пионерного глубокого русла с пропускной способностью до $0,5 Q_p$ с частичным или полным (в зависимости от задачи) перекрытием старого русла.

10.3.7. Наносоуправляющие пороги

Перераспределения наносов по ширине русла можно достичь струенаправляющими системами М. В. Потапова. Но такой же эффект дает более простая конструкция — криволинейный донный порог. Он воздействует на поток именно в том месте, где много наносов и где происходит деформация русла, то есть на дне. Поэтому ни мусор, ни лед, ни шуга не нарушают его работы; он не мешает ни судам, ни миграции рыб.

Принцип работы донных порогов пояснен на рисунке 10.27, а и б. Ограниченный по длине донный порог уязвим: около его концов формируются ямы размыва, угрожающие его устой-

чивости. Поэтому целесообразен порог на всю ширину русла (рис. 10.27, в).

На рисунке 10.27, г приведен пример регулирования многорукавного неустойчивого русла. Ось порога подобрана таким образом, что он формирует в стрежневой части наибольшие глубины; наносы относятся к берегам. На основании опытов рекомендуется назначать высоту порога $0,25...0,35$ глубины на вертикали. Отношение $l_0/b_0=0,3...0,5$, где b_0 — половина ширины устойчивого русла для руслоформирующего расхода воды. Уравнение оси порога:

$$l = l_0 (b/b_0)^{3/2}. \quad (10.35)$$

С помощью наносоуправляющих порогов можно решить ряд задач: стабилизировать поток у водозаборных сооружений, осуществлять борьбу с наносами, шугой и т. п. Особо благоприятные условия для этого создаются, когда один из берегов сложен трудноразмываемыми породами (рис. 10.27, д).

11.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

11.1.1. Понятие о водозаборе, назначение и классификация водозаборных сооружений

Под водозабором понимают технологический процесс, который обеспечивает подачу в водовод требуемого количества очищенной от крупных наносов и плавающих тел воды и включает ряд технологических операций: водоотбор, борьбу с наносами (включая плавник, мусор), водоподачу, рыбозащиту, аварийную защиту и др. Число и вид технологических операций обуславливаются типом водозаборного гидроузла и видом источника орошения. Основные технологические операции водозабора: водоотбор, водоподача, борьба с наносами.

Водоотбор заключается в отборе из речного потока части расхода, достаточного для требуемой водоподачи в магистральный канал, и транспортирования его после первой ступени борьбы с наносами до сооружений, обеспечивающих более качественную очистку воды от взвесей (отстойники, гидроциклоны). Водоотбор принято характеризовать коэффициентом водозабора $K_v = Q_{вз} / Q_p$, где $Q_{вз}$ — расход забираемый из реки с помощью водозаборного сооружения, Q_p — расход реки.

Водоподача состоит в регулировании расхода воды, поступающей в оросительную систему в соответствии с графиком водоподачи с учетом реальных возможностей источника орошения.

Борьба с наносами включает конструктивные и эксплуатационные мероприятия, не допускающие в канал крупные донные наносы, плавник и другие плавающие предметы.

Водозаборные гидроузлы, устраиваемые в голове водохозяйственной системы, называются *головными*.

Водозаборные низконапорные гидроузлы можно классифицировать по нескольким основным признакам:

по виду используемого водисточника — речные, озерные, морские, каптажные (когда забирают грунтовые или подрусловые воды);

по условиям транспортирования воды от водозаборного сооружения — самотечные и с механической подачей воды;

по условиям местоположения относительно речного русла — русловые, береговые;

в зависимости от *наличия или отсутствия плотины* в составе основных сооружений водозаборного гидроузла — плотинные и бесплотинные;

по типу применяемых средств борьбы с наносами — с промывным карманом, с промывными галереями, с циркуляционными порогами, с отверстиями в быках и устоях, лотковые, двухъярусные и др.;

по расположению водозаборных отверстий в вертикальной плоскости — с поверхностным и глубинным водозабором.

11.1.2. Выбор места расположения речного водозаборного узла сооружений

Выбор места для размещения водозаборного гидроузла — очень ответственная задача, которую решают на основании материалов изысканий и исследований: гидрометрических и гидрологических, геологических и топографических.

Наиболее удобны для размещения основных сооружений водозаборных гидроузлов участки реки с устойчивым руслом, без отмелей и островов, с трудноразмываемым дном, берегами и конфигурацией, отвечающей принятому типу водозаборного сооружения. Неблагоприятные для расположения водозаборного узла участки: а) с расположенными выше них порогами, способствующими взмучиванию донных наносов и притоками, несущими большое количество наносов; б) имеющие ниже себя уменьшение продольного уклона русла (ухудшение условий

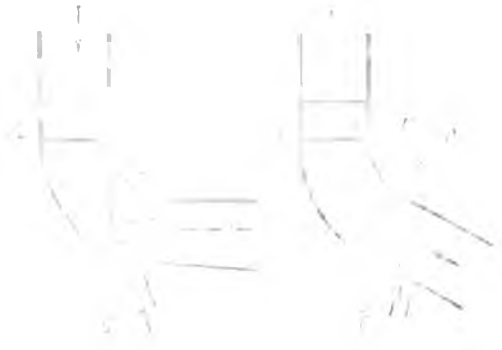


Рис. 11.1. Выбор местоположения водозаборного сооружения на берегу реки: а — бокового водозабора; б — фронтального.

транспорта наносов), располагающиеся поблизости от криволинейных участков русла, спрямление которых может вызвать понижение уровня воды в створе узла (особенно это неблагоприятно для бесплотинных гидроузлов).

Необходимо выбрать участок, отвечающий условиям обеспечения наименьшего захвата наносов в водозабор. Лучшее место — вогнутый берег, где циркуляционные течения, образующиеся в результате искривления русла, относят донные наносы к противоположному выпуклому берегу.

Помимо этого, рекомендуется следующее:

верховую точку бокового водоприемника (рис. 11.1, а) располагать ниже точки 3 пересечения касательной 1—3 выпуклого берега с вогнутым берегом по урезу паводка 1...5 % обеспеченности;

длину участка 2—3 вогнутого берега определять по формуле:

$$L_{2-3} = \pi R \arccos r/R/180^\circ \quad (11.1)$$

фронтальный водозабор (рис. 11.1, б) размещать нормально к радиальному сечению 0—3;

при плотинных водозаборных гидроузлах створ плотины располагать радиально, то есть нормально вогнутому берегу (стрежню потока).

11.1.3. Выбор типа водозаборного узла, состав и компоновка его сооружений

Тип водозаборного гидроузла выбирают с учетом принятой генеральной схемы комплексного использования водных ресурсов бассейна реки и его характеристик, коэффициента водозабора и требований, предъявляемых к

качеству воды (степень очистки от наносов). Проводят тщательный анализ бытового режима источника орошения (реки) и режима водопотребления. Эти режимы часто могут меняться независимо друг от друга.

При недостатке воды в реке необходимо в зависимости от конкретных условий предусмотреть сезонное, годичное или многолетнее регулирование стока реки в водохранилище гидроузла.

Состав основных сооружений и компоновка водозаборного гидроузла зависят от типа водозабора (бесплотинный, плотинный), способа подачи воды в систему (самотечный, машинный), гидрологического и руслового режимов реки и прочих местных условий. В общем случае в состав плотинного водозаборного гидроузла входят глухая и водосбросная плотины, регулирующие и водозаборные сооружения, промывные, шугосбросные устройства и др. При комплексном использовании реки в состав узла могут входить судоходные, рыбопропускные, лесопропускные и другие сооружения.

Типы отдельных сооружений выбирают из следующих условий: соответствия гидрологическому и русловому режиму реки; удобства эксплуатации; максимального использования местных строительных материалов; простоты, надежности и долговечности конструкции.

11.2. БЕСПЛОТИННЫЕ ВОДОЗАБОРНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ

11.2.1. Общие сведения

Бесплотинным называют такой водозаборный гидроузел, в котором технологические операции процесса водозабора из реки осуществляются при бытовых уровнях. Такой водозабор может быть как самотечным, так и с машинным водоподъемом.

С гидравлической точки зрения забор воды в канал из реки представляет собой задачу деления потока, когда часть расхода основного русла (реки) поступает в боковой отвод. Это приводит к изменению естественного гидрологического режима реки. Основная цель проектирования сооружений бесплотинного водозаборного гидроузла — создание таких гидравлических и эксплуатационных условий, при которых

с помощью конструктивных и эксплуатационных приемов не допускается или резко уменьшается поступление или отвод донных наносов, льда, шуги, плавающего мусора и одновременно обеспечивается подача в него необходимых расходов воды.

В общем случае бесплотинный водозаборный гидроузел представляет собой комплекс низконапорных сооружений, устройств и приспособлений, совокупность которых и обеспечивает выполнение процесса водозабора с учетом предъявляемых требований. Отдельные сооружения гидроузла территориально могут быть разобщены, то есть находиться и взаимодействовать на значительном расстоянии друг от друга.

По форме управления потоком воды, подаваемой в магистральный канал, бесплотинные водозаборные гидроузлы делятся на *нерегулируемые* и *регулируемые*. В нерегулируемых уровни воды в магистральных каналах синхронно следуют за изменением уровней воды в реке. В регулируемых используют регуляторы, при помощи которых обеспечивают подачу воды в магистральный канал в соответствии с графиком водопотребления независимо от изменения уровней воды в реке. При борьбе с донными наносами используют различные приемы: ограничение коэффициента водозабора до 0,2; размещение водозабора на вогнутом берегу, где создается поперечная циркуляция; применение струенаправляющих систем для создания искусственной поперечной циркуляции; повышение отметки порога отвода (в регулируемых водозаборах); регулирование отметки порога отвода соответственно местоположению уровня воды в реке; размещение водозаборного фронта перпендикулярно или почти перпендикулярно оси потока в реке; регулирование русла реки, обеспечивающее наибольшее отклонение донных токов с наносами от водозабора; водотбор из верхних, менее насыщенных наносами слоев потока; сочетание нескольких приемов.

Для борьбы со взвешенными наносами вводится вторая ступень защиты каналов оросительной системы от поступления в них наносов — устройство отстойников, гидроциклонных осветлителей и др.

Бесплотинные водозаборные узлы

распространены благодаря простоте их конструкции и невысокой относительными. Однако они имеют ряд недостатков: низкое качество очистки воды от наносов, распластанная компоновка, дорогая эксплуатация. Ведутся работы по совершенствованию конструкций и методов эксплуатации этих гидроузлов, улучшение их компоновок.

При выборе местоположения бесплотинного водозаборного гидроузла необходимо выполнить условия в 11.1.2; холостая часть магистрального канала должна быть короткой и проходить в неглубоких выемках, аварийный сброс из нее в реку должен быть не подтоплен.

11.2.2. Основные схемы бесплотинных водозаборных гидроузлов и область их применения

Бесплотинные гидроузлы с боковым водозабором (рис. 11.2). Наиболее просты одноголовые и многоголовые нерегулируемые водозаборы в виде открытых каналов, отходящих от реки под некоторым углом к оси ее

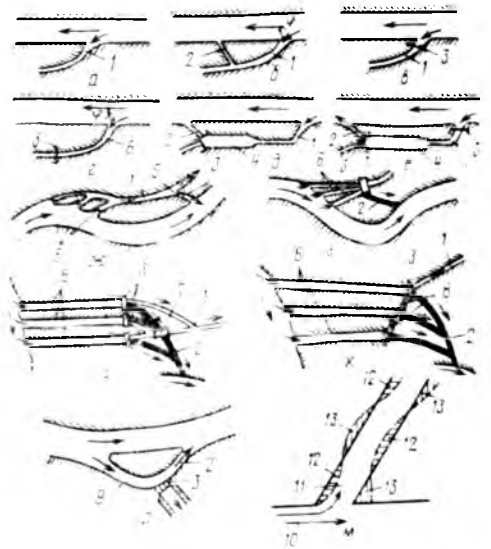


Рис. 11.2. Основные схемы боковых бесплотинных водозаборных гидроузлов с открытыми каналами:

a и *b* — без регулятора; *a* и *г* — с регулятором; *д* и *e* — с отстойником и регуляторами; *ж* — многоголовый с перемычками у входа в каналы; *з* — с прокопами-отстойниками и централизованным управлением одним регулятором; *и* — то же, с децентрализованным управлением и с дюкером; *к* — то же, с акведуками; *л* — с искусственным криволинейным подводным каналом; *м* — смещение головы водозабора вниз по течению; *1* — магистральный канал; *2* — сбросной канал; *3* — регулятор; *4* — отстойник; *5* — перемычки; *6* — прокопы-отстойники; *7* — дюкер; *8* — акведук; *9* — криволинейный подводный канал; *10* — река; *11* — канал; *12* — зона заиления; *13* — зона размыва.

без регулирующих сооружений в голове, называемые неинженерными (рис. 11.2, а, б, ж). К недостаткам этих водозаборов, сокращающих их применение, следует отнести: несовпадение поступающих в канал расходов с расходами потребления; назначение параметров канала не по расходу потребления, а по максимальному расходу, который может поступать из реки; заиление канала, сокращение его пропускной способности, необходимость непрерывного удаления из него отложившихся наносов; устройство дополнительных головных русл-прокопов при изменении планового очертания русла.

Переход к схеме гидроузла с многоголовым нерегулируемым водозабором позволяет: регулировать забираемый расход; рассредоточить очистку каналов во времени и обеспечить непрерывную подачу воды в магистральный канал путем включения в работу резервных голов; повысить командный уровень, используя расположенные выше по течению реки головы; обеспечить подачу воды в систему при блуждающих руслах. Головы многоголовых водозаборов располагают на различных отметках, на расстоянии 1...3 км друг от друга вдоль реки в зависимости от ее уклона. Каналы-прокопы, идущие от голов, имеют длину до 2...2,5 км и переходят затем в магистральный канал; часто их используют как отстойники. Прокопы очищают средствами гидромеханизации или землеройными механизмами. На реках с неустойчивым руслом головы таких водозаборов, как правило, смещаются (рис. 11.2, м) из-за размыва берегов и деформации русл самих каналов-прокопов вследствие заиления и изменения скоростей структуры потока. Площадь между отдельными прокопами, общее число которых может быть больше пяти, используют для размещения отвалов («магазинов») наносов, удаляемых при очистке прокопов.

Смещение голов и примыкающих к ним участков берега и дна реки можно предотвратить с помощью берегоукрепительных и регулировочных работ.

Более совершенны регулируемые (инженерные) боковые бесплотинные водозаборы, имеющие регулятор в голове канала на берегу реки или на некотором удалении от входа. Их можно выполнить с отстойниками, промыв-

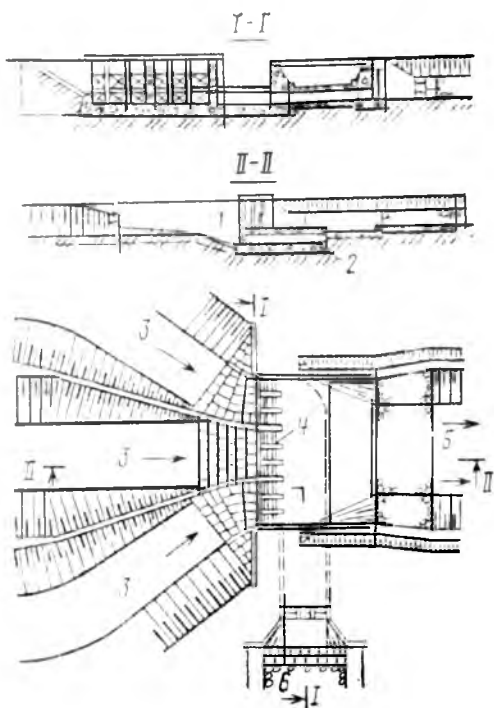


Рис. 11.3. Регулятор многоголового бесплотинного водозаборного гидроузла с прокопами-отстойниками и централизованным управлением:

1 — затворы промывных пролетов; 2 — донный промывник; 3 — каналы-прокопы; 4 — затворы верхних пролетов; 5 — магистральный канал; 6 — промывной канал.

ными каналами или без них (рис. 11.2, в—е).

Схемы с расположением регулятора у уреза воды реки на входе в канал, то есть в голове его (рис. 11.2, г, е), применяют на реках с устойчивыми берегами, с расположением головного регулятора на некотором удалении от реки (рис. 11.2, г, д) — на реках с легкоразмываемыми блуждающими руслами. Устройство регуляторов позволяет исключить поступление в магистральный канал излишних расходов, а при оснащении их средствами автоматизации стабилизировать водоподачу. Пропускная способность регулятора в указанных схемах целиком определяется режимом реки.

На реках с неустойчивым руслом и большим содержанием наносов для исключения отмеченных выше недостатков применяют многоголовый водозабор с 2...4 прокопами-отстойниками длиной по 2...2,5 км, самостоятельно подводящими воду к головному сооружению, расположенному на коренном и устойчивом берегу реки (рис.

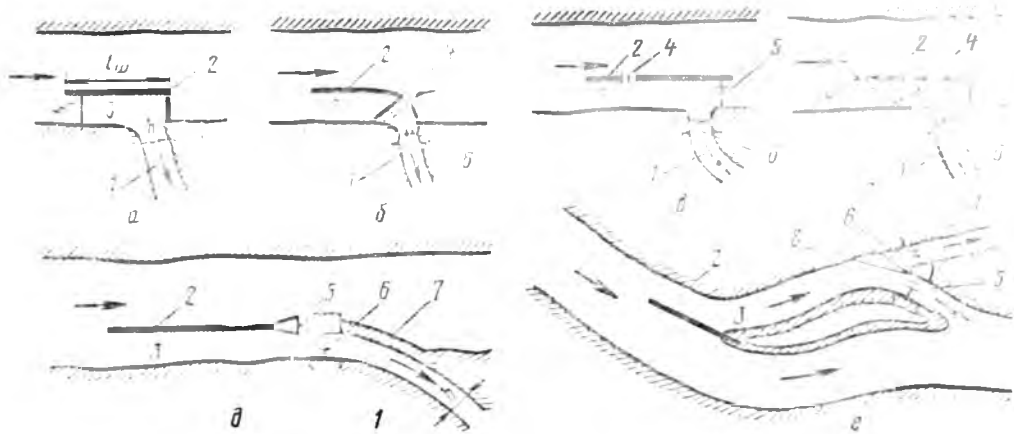


Рис 11.4 Схемы фронтальных бесплотинных водозаборных гидроузлов:

а — без регулятора; *б* — с боковым регулятором и донным порогом, направляющим наносы за пределы шпоры; *в* — с боковым регулятором и промывными отверстиями в стене шпоры; *г* — с боковым регулятором и поверхностными струнаправляющими системами; *д* — с фронтальным регулятором и промывным устройством в продольной стенке шпоры; *е* — на рукаве реки с регулирующим и промывным сооружениями; 1 — канал; 2 — шпора; 3 — подводящее русло; 4 — сброс; 5 — промывное сооружение; 6 — регулирующее сооружение; 7 — дамба; 8 — донный порог.

11.2, з—к). Регулирующие сооружения устраивают на каждом канале или в виде одного общего регулятора (многоголовый водозабор с централизованным управлением) (рис. 11.2, з, 11.3). Последняя схема обеспечивает более надежный водозабор и дифференцированное регулирование водопдачи во всех головках с помощью одного сооружения.

К достоинствам рассматриваемых схем водозаборов относятся: обеспечение непрерывной подачи потребителю осветленной воды; возможность удаления гидравлическим способом значительного количества наносов без нарушения подачи воды в систему, малая потребность в средствах очистки и равномерная загрузка их работой.

Недостатки этих водозаборов: затруднительность промыва прокопов-отстойников в паводковый период; занесение наносами промывного тракта при пропуске через него малых расходов; потребность в значительных площадях для размещения прокопов-отстойников и отвалов наносов, зарастание прокопов и сбросного канала во время перерывов в их работе. Применение схемы с искусственным подводящим криволинейным каналом повышает эффективность борьбы с наносами с помощью поперечной циркуляции (рис. 11.2, л).

Работу бесплотинных боковых водозаборов можно улучшить следующими мероприятиями: расположением головного сооружения на вогнутом бе-

регу криволинейного участка реки; устройством перед водозабором выправительных сооружений, улучшающих гидравлические условия входа воды в канал; устройством одного или нескольких порогов перед головным сооружением для отклонения донных наносов; отводом воды из реки под острым углом (не более $60...75^\circ$) к оси речного потока для создания более спокойных условий входа в головное сооружение и увеличения его пропускной способности и др. Состав этих мероприятий выбирают с учетом местных условий на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Бесплотинные гидроузлы с фронтальным (шпорным) водозабором. Водозаборное сооружение этих гидроузлов оборудуют выдвинутой, а русло реки водозахватной шпорой-дамбой (рис. 11.4). В конструктивном отношении они представляют собой усовершенствованные боковые водозаборы и применяются на реках с неустойчивым руслом, резким падением уровней воды в реке при прохождении небольших расходов. В таких условиях бесплотинный боковой водозабор не может обеспечить необходимую подачу воды. Идея водозахватного устройства (шпоры) заключается в создании с ее помощью некоторого подпора в потоке, что позволяет увеличить расход воды, идущей в канал, и уменьшить объем захватываемых донных наносов. Шпорный водозабор — переходная ступень к плотинным водозаборам.



Рис. 11.5. Бесплотинный фронтальный водозаборный гидроузел — общая схема компоновки: 1 — река; 2 — регулирующие шпоры; 3 — крепление дна реки у шпоры; 4 — канал для промыва отложений наносов; 5 — шпора водозаборного сооружения; 6 — карман; 7 — регулятор водозаборного сооружения; 8 — крепление берега за водозаборным сооружением; 9 — устой; 10 — затвор река; 11 — канал; 12 — экранярующая стенка; 13 — циркуляционный порог; 14 — крепление берега и дна перед водозаборным сооружением.

Шпора обеспечивает фронтальный захват воды и перемещение места водозабора на некоторое расстояние вверх по течению. Конструктивно она представляет собой дамбу прямолинейного, криволинейного или ломаного очертания в плане, выполненную из местных строительных материалов. Наиболее эффективно шпоры работают при ширине подводящего русла $b_1 = 1,5 b$ и длине шпоры $l_{ш} = (1,5...3) b$, где b — ширина отводящего русла.

Фронтальные водозаборы устраивают с регуляторами в голове канала

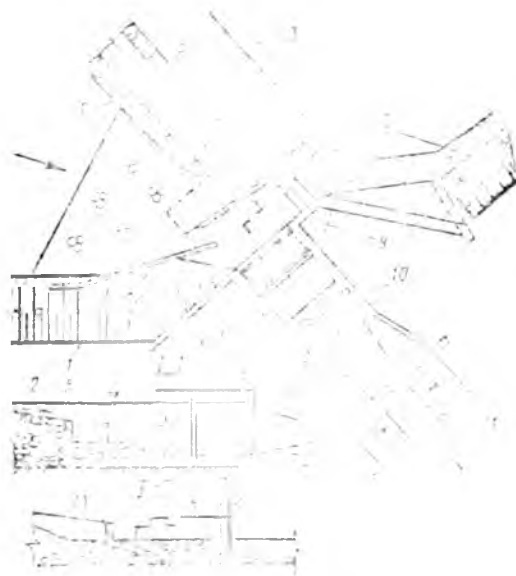


Рис. 11.6. Регулятор бесплотинного фронтального водозаборного гидроузла. Обозначения те же, что на рисунке 11.5.

или без них. Для улучшения работы фронтального водозаборного гидроузла устраивают промывной регулятор в пределах шпоры, а также устанавливают направляющие донные пороги, лотки или поверхностные струенаправляющие системы, отклоняющие донные струи с наносами за пределы шпоры. На рисунках 11.5 и 11.6 показана компоновка фронтального водозаборного гидроузла для устойчивых русел при коэффициенте водозабора от 0,1 до 0,7.

Фронтальные водозаборные гидроузлы имеют определенные преимущества перед боковыми: гарантируют более высокий коэффициент водозабора; улучшают условия борьбы с наносами; обеспечивают высокую надежность водозабора; улучшают условия командования и др. При эксплуатации шпоры требуют постоянного надзора; во время паводков они могут быть повреждены.

Фронтальные бесплотинные водозаборы нельзя применять при: низких бытовых уровнях в реке, недостаточных для самотечного водозабора; водоотводе из реки, составляющем более 15...20 % ее меженного расхода; необходимости значительного уменьшения захвата донных наносов; небольших расходах водозабора, когда строительство гидроузла экономически не оправдано.

11.2.3. Головные сооружения бесплотинных водозаборных узлов

Конструкцию головного регулирующего сооружения (регулятора) выбирают в зависимости от гидрологических условий и относительной величины отводимого из реки расхода; диапазона колебаний уровней воды в реке; условий эксплуатации сооружения; местных условий строительства; устойчивости берегов; характера переформирования русла реки, режима твердого стока и т. д.

В зависимости от перепада уровней в реке регулятор проектируют открытым или диафрагмового типа. Порог регулятора может иметь как одинаковые, так и разные отметки в различных его пролетах.

Отметку порога назначают из условий обеспечения водозабора в маловодный период, но не ниже средних отметок дна реки или подводящего

русла. Скорость течения перед головным регулятором принимают в диапазоне 0,8...1,5 м/с.

При многоголовом водозаборе с прокопами-отстойниками по централизованному управлению головной регулятор имеет самостоятельное отверстие для каждого прокопа, что позволяет подавать воду потребителю как из одного канала, так и из нескольких в любом сочетании (рис. 11.3). Такой регулятор имеет двухъярусную конструкцию: через отверстия верхнего яруса вода из прокопа проходит в магистральный канал, а через отверстия нижнего яруса — в донные промывники и сбрасывается в реку ниже места водозабора.

При коэффициенте водозабора, достигающем до 0,7, из горных рек рекомендуется конструкция головного регулятора (рис. 11.5 и 11.6), представляющая собой переходную ступень к плотинному водозабору. Ее особенность состоит в эффективной защите водоприемника от поступления в него донных наносов с помощью комплекса порогов и шпоры, а также устройств, обеспечивающих стабилизацию водоподачи.

11.2.4. Расчеты бесплотинных водозаборных узлов

При проектировании бесплотинного водозаборного гидроузла проводят расчетное обоснование параметров его основных сооружений на основе их гидравлических и статических расчетов. Гидравлическими расчетами устанавливают размеры водопропускных сооружений (каналов-прокопов, промывных каналов, регуляторов, промывников и пр.). Расчеты прочности и устойчивости необходимы для назначения конструктивных размеров как самих сооружений, так и их основных элементов (балок, подпорных стен, мостов, флютбетов и др.) с учетом всех воздействий.

Для выполнения расчетов устойчивости и прочности сооружений необходимо иметь данные о всех воздействиях на них, определяемых в соответствии со СНиП [97, 109].

Гидравлические расчеты каналов-прокопов сводятся к определению размеров их поперечных сечений и уклонов дна. Промывные каналы рассчитывают на пропуск нормального и фор-

сированного расходов магистрального канала. В связи с тем что уклон реки больше уклона сбросного канала, условие неподтопления его устья со стороны реки обычно выполняется. Стремятся обеспечить не только заданную пропускную способность канала, но и скорость в нем, необходимую для транспортирования наносов. При необходимости предусматривают облицовку откосов прокопов-отстойников.

Расчет прокопов, используемых в качестве отстойников, выполняют, исходя из принятого метода их очистки от наносов.

Гидравлический расчет головных регуляторов аналогичен расчету регуляторов на сети.

Статические расчеты каналов сводятся к определению устойчивости их откосов. При расчете регуляторов на устойчивость и прочность устанавливают необходимые размеры подпорных стенок, быков, устоев, балок служебных и проезжих мостов, плит флютбета и крепления и пр. (разд. 3).

11.3. ПЛОТИННЫЕ ВОДОЗАБОРНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ

11.3.1. Общие сведения, условия применения

В тех случаях, когда бытовые уровни реки недостаточны для забора воды путем самотечной ее подачи потребителю, устанавливают плотинные водозаборные гидроузлы. Свои названия они получили от основного сооружения компоновки — плотины, создающей подпор уровня воды и обеспечивающей гарантированный водозабор.

Плотинный водозабор применяют в следующих случаях: когда экономически выгодно сократить длину холостой самотечной части магистрального канала; при двухстороннем заборе воды на обоих берегах, особенно при больших коэффициентах водозабора, когда взаимное влияние двусторонних бесплотинных водозаборов гидроузлов на режим реки настолько велико, что может существенно осложнить условие их эксплуатации; при одностороннем водозаборе, например на судоходных реках, когда забор определенного расхода может ухудшить условия судоходства в районе гидроузла; при наличии выше створа гидроузла быстрин, порогов, являющихся очагами шуго-

образования и повышения мутности потока. Устройство плотинного водозаборного гидроузла позволяет значительно повысить качество забираемой воды.

В состав плотинных водозаборных гидроузлов входит ряд сооружений и устройств, расположенных в одном месте и подчиненных решению одной задачи — обеспечению гарантированного и качественного водозабора и водоподачи потребителю в соответствии с графиком его водопотребления; плотины (глухая и водосбросная или только водосбросная); регуляционные сооружения верхнего и нижнего бьефов; промывные устройства; головное водозаборное регулирующее сооружение. Иногда в зависимости от требуемой степени очистки воды от наносов для борьбы со взвешенными и донными наносами устраивают отстойники, а также шугосбросные сооружения. На выбор створа гидроузла влияют многие факторы (см. 11.1.2).

Для борьбы с наносами в компоновках плотинных гидроузлов используют свойства потока: характерные особенности его при боковом отводе из реки; естественную и искусственную поперечную циркуляцию на криволинейных участках реки или канала; реактивные донные течения, возбуждаемые искусственными преградами и экранами; послойный отвод воды и пр.

По расположению на участках рек плотинные водозаборные гидроузлы делятся на горные, предгорные и долинные или равнинные. По условиям поступления воды водозаборные сооружения этих гидроузлов бывают поверхностные (с поверхностным водоотбором) и донные, боковые и фронтальные.

11.3.2. Боковые поверхностные плотинные водозаборные гидроузлы

Под боковым понимается водозабор, при котором водоотбор из источников осуществляется под углом к оси потока реки. В боковых плотинных гидроузлах с поверхностным водоотбором головное сооружение (регулятор) обычно располагают на берегу реки рядом с плотиной или в конце криволинейного подводящего канала, трассируемого в обход плотины. Регулятор устраивают преимущественно

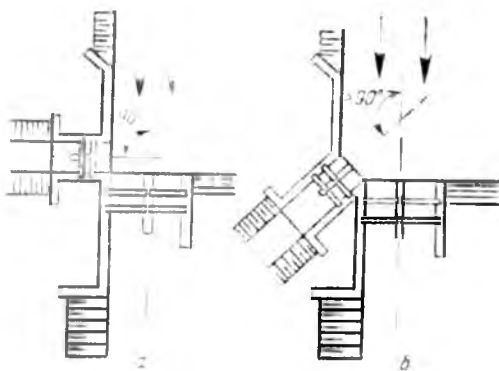


Рис. 11.7. Схемы размещения боковых водозаборов:

а — под прямым углом б — под тупым углом.

открытого или диафрагмового типа. Ось регулятора располагают под прямым или тупым углом к направлению основного потока при подходе к гидроузлу (рис. 11.7). Считается, что угол отвода в боковом водозаборе не должен превышать $130...140^\circ$. Наносы промывают через отверстия в плотине, береговые донные промывники и устройства, отверстие в быках, промывные открытые каналы в теле плотины и др. Боковые водозаборные гидроузлы располагают на прямолинейных и криволинейных участках рек.

К водозаборным узлам, сооружаемым на горных реках, предъявляются повышенные требования: минимальное стеснение русла; подвод и отвод воды в зоне гидроузла устойчивым руслом; эффективные меры борьбы с донными наносами (гравий, галька); водосбросные плотины должны иметь хотя бы один широкий и всегда открытый пролет, способный пропустить большую часть паводкового расхода и смытые со склонов камни, деревья и т. п. Достоинство этих водозаборных гидроузлов состоит в том, что они просты по конструкции и в эксплуатации и надежно обеспечивают подачу расчетных расходов в канал. В автоматизированных водозаборных узлах все технологические операции (водоотбор, промывка ВБ гидроузла, водоподача и др.) выполняются с помощью средств автоматизации.

Определяющей характеристикой любого водозабора является применяемый на нем метод борьбы с наносами. Водозаборный гидроузел является, как правило, первой ступенью борьбы с наносами (донными). Для борьбы со

взвешенными наносами при необходимости вводят вторую ступень — устройство отстойников, гидроциклонных осветлителей и др. (например, при водозаборе в закрытые оросительные системы с подачей к дождевальным машинам).

При боковом плотинном водозаборе для борьбы с наносами используют поперечную циркуляцию, для возбуждения которой применяют специальные конструкции: циркуляционные пороги (косонаправленные, криволинейные, ступенчатые с изломом по длине, комбинированные и др.) с промывкой через отверстия; донные наносоперехватывающие промывные галереи; быки, оборудованные промывниками и др.

По условиям промывки наносов гидроузлы с боковым водозабором могут быть с фронтальной и с боковой промывкой. Промывку можно осуществлять непрерывно (при наличии постоянных сбросных расходов), прерывисто (по мере накопления наносов до определенного уровня), комбинированно — в межень по мере накопления

наносов до определенного предела, а в паводок — непрерывно.

В боковых плотинных водозаборных гидроузлах с фронтальным промывом (рис. 11.8) донные наносы перед головным регулятором, после накопления их до критического уровня (когда возникает опасность их поступления в отвод) смывают через промывные отверстия плотины. Наиболее простые по конструкции гидроузлы с глухим порогом, в которых для смыва наносов из верхнего бьефа в нижний используют ближайшие к головному регулятору отверстия плотины (рис. 11.8, а). Их недостатком является сложный режим борьбы с наносами.

Поступление наносов в магистральный канал можно значительно сократить, устроив перед головным регулятором под углом $20...30^\circ$ к оси потока в реке (рис. 11.8, б) наносоперехватывающий донный порог или лоток. Для усиления борьбы с наносами в конструкцию водозаборного сооружения добавляют горизонтальный полок (плиту), опирающийся на колонны (стой-

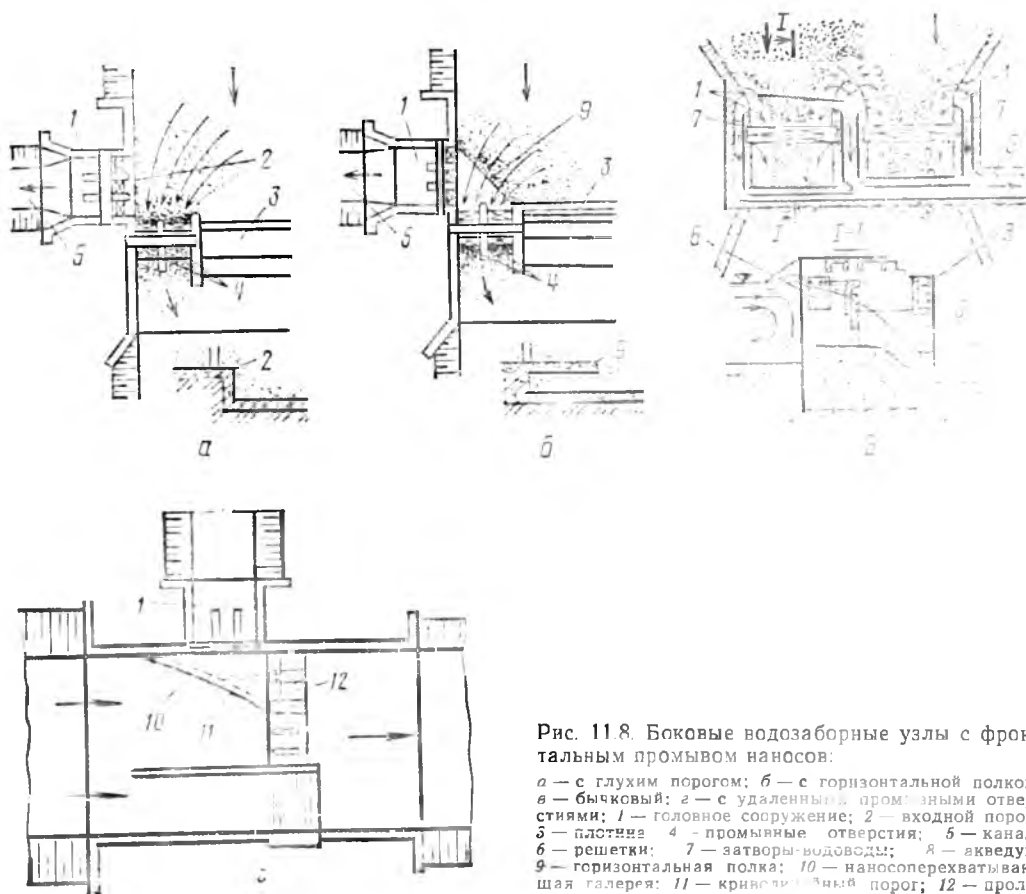


Рис. 11.8. Боковые водозаборные узлы с фронтальным промывом наносов:

а — с глухим порогом; б — с горизонтальной полкой; в — бычковый; 1 — головное сооружение; 2 — входной порог; 3 — плетина; 4 — промывные отверстия; 5 — канал; 6 — решетки; 7 — затворы водоводов; 8 — акведук; 9 — горизонтальная полка; 10 — наносоперехватывающая галерея; 11 — криволинейный порог; 12 — пролеты плотины с повышенными пор. м.

ки), верх которого располагается на уровне порога головного регулятора. Полоск примыкает к регулятору по всей длине водозаборного фронта и входит в пролеты промывных отверстий плотины, разделяя их на два яруса, каждый из которых имеет самостоятельные затворы. Маневрирование последними производится вручную. Борьба с наносами в этом гидроузле основана на разделении потока на поверхностное и донное течения — поверхностный слой поступает в отвод, а вода донной части вместе с наносами сбрасывается в нижний бьеф. Именно поэтому такой тип водозабора назван послыйным. Однако опыт эксплуатации этих водозаборных гидроузлов показал, что они работают недостаточно эффективно и часто наносы попадают в канал. Это происходит из-за того, что горизонтальный полоск не регулирует внутреннюю структуру потока. Работу этого водозабора можно несколько улучшить, устроив в полке параллельно водозаборному фронту прорезь-щель. Она позволяет уменьшить отложение наносов на полке и избежать открытия отверстий верхнего яруса промывников плотины для их смыва (особенно в период дефицита воды в реке).

Для забора небольших расходов предложен бычковый водозаборный гидроузел, в котором водозабор осуществляется через решетчатые водоприемные отверстия, расположенные в оголовках быков и устоев (рис. 11.8, в). Специальные галереи подают затем воду в сборные лотки, выходящие на берег. Водоприемные отверстия располагают на всех быках и устоях или на части их. Число этих отверстий определяется расходом воды, пропускаемым через одну галерею (до 6 м³/с). Верх отверстий располагают ниже отметки НПУ на 0,1...0,3 м, а низ — выше порога водосбросной плотины не менее чем на 1,5 м. Водоводы, идущие от отверстий, плавно сопрягаются с галереями, имеющими обычно прямоугольное сечение шириной 1,5...3 м. Скорость потока в галерее должна обеспечивать транспортирование всех наносов, поступающих в нее вместе с водой. Режим потока в галереях принимают безнапорным. Для включения галерей из работы в их конце предусматривают плоские затворы. Из галерей вода поступает в

сборные лотки. Сопряжение дна лотков с дном галерей выполняют с уступом, так как лоток имеет продольный уклон, а выходные отверстия всех галерей расположены на одинаковой отметке. Лоток выполняют сборным как несущую конструкцию и рассчитывают на все действующие нагрузки. Низ несущих балок лотка должен быть выше уровня нижнего бьефа не менее чем на 0,5...1 м.

Гидравлический расчет бычкового водозабора заключается в определении размеров входных отверстий, сечений галерей и лотков, а также потерь напора на всем пути от входа в отверстие до канала.

Площадь входного отверстия в быках или устоях определяют по формуле:

$$\omega = Q_k / (n v_{вх}),$$

где Q_k — максимальный расход канала, питаемого гидроузлом; n — число водоприемных отверстий (в быке их два); $v_{вх}$ — скорость входа в отверстия, принимаемая 0,5...1 м/с. Глубину потока на входе в отверстие принимают не более 2 м.

Галереи в быках и устоях рассчитывают по формулам равномерного движения. Скоростью в галерее $v_{гал}$ задаются в пределах 1,5...2,5 м/с. Глубину воды $h_{гал}$ принимают равной глубине воды на входе или больше нее. Лоток (акведук), опирающийся на быки и устои, рассчитывают также по формуле равномерного движения, принимая скорость движения воды в лотке 1,5...2 м/с. Уклон дна лотков и галерей, а также потери в них определяют обычными методами гидравлики.

Дальнейшим развитием конструкции гидроузла с боковым водозаборным сооружением явилась компоновка бокового плотинного водозаборного гидроузла с удаленными промывными отверстиями (рис. 11.8, г), где борьба с донными наносами ведется путем создания искусственной поперечной циркуляции криволинейным порогом. Водозаборный гидроузел располагается на прямолинейных участках рек и состоит из регулятора и водосбросной плотины, состоящей из трех частей. Первая часть этой плотины примыкает к регулятору водозабора и имеет порог, отметка верха которого совпадает с отметкой порога регулятора. Пролеты плотины оборудованы затворами. Вторая часть плотины отделена от первой бычком; порог пролетов второй

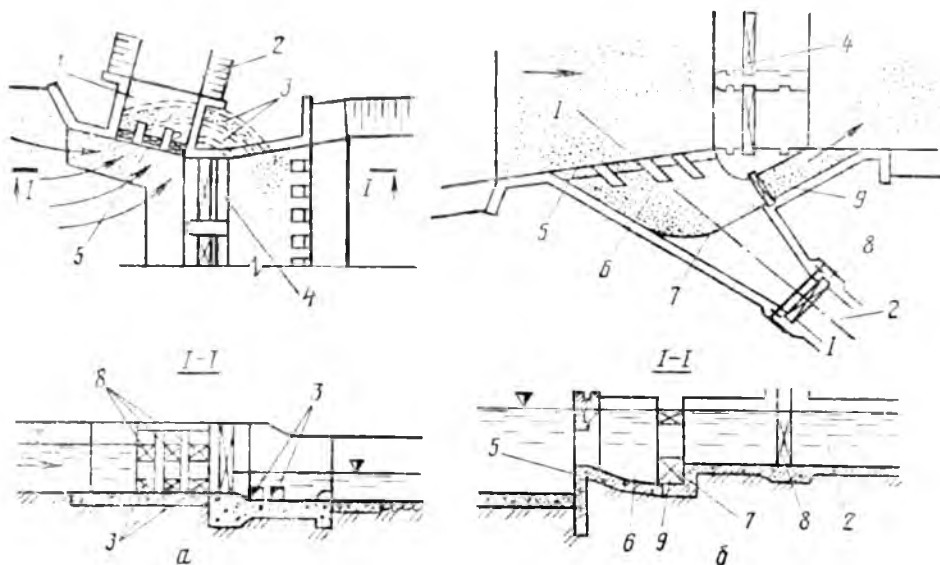


Рис. 11.9. Боковые водозаборные узлы с боковым промывом наносов:

а — донными промывниками в пороге регулятора; *б* — с гравиеловкой; *1* — головное сооружение; *2* — канал; *3* — донные промывники; *4* — водосбросная плотина; *5* — входной порог; *6* — гравиеловка; *7* — криволинейный порог гравиеловки; *8* — затвор регулятора; *9* — прсмывники.

части расположен на уровне понура. Это промывные пролеты; через них при промывке происходит сброс донных наносов из верхнего бьефа в нижний. Третья часть отделена от второй раздельным устоем и расположена за промывными пролетами. Она представляет собой нерегулируемую водосливную плотину. Раздельный устой образует карман перед водозаборными отверстиями. В криволинейном пороге размещены наносоперехватывающие галереи, выпускающие поток, насыщенный наносами, в нижний бьеф через отверстия, расположенные в бычках первого участка плотины (с повышенным порогом). При нормальной работе отверстия части плотины с повышенным порогом обычно перекрыты затворами; они бывают открыты в паводковый период, их также можно использовать для сброса плавающих тел. Отверстия второй части плотины бывают открыты лишь в тех случаях, когда в реке есть излишки воды. Сброс воды через эти отверстия и обеспечивает создание поперечной циркуляции с направлением донных токов от водозаборных отверстий. Эффективная работа этого гидроузла наблюдается в периоды, когда в реке есть излишки воды для сброса в нижний бьеф через промывные отверстия. В период дефицита борьба с донными наносами ведется с помощью наносоперехватывающей галереи, рас-

положенной в криволинейном пороге. Боковой водозабор с удаленными промывными отверстиями, отличаясь более эффективной борьбой с наносами, имеет и ряд недостатков: значительные размеры регулятора из-за относительно малых напоров перед его отверстиями; затрудненная борьба с плавником (только полным принудительным открытием затворов плотины); потребность в больших сбросных расходах для поддержания интенсивной поперечной циркуляции.

Характерными типами таких гидроузлов являются водозаборные гидроузлы с боковыми донными или промывными галереями, расположенными под головным сооружением (регулятором) по всей ширине его фронта (рис. 11.9, *а*) на уровне понура. Идея применения промывных галерей в боковых водозаборах была основана на гипотезе существования слоистой схемы течения потока воды, предполагающей, что поверхностные слои, свободные от наносов, поступают в отвод, а донные и придонные, насыщенные наносами, — в отверстия промывных галерей.

Боковые водозаборные гидроузлы с донными промывными галереями получили широкое распространение в начальный период массового строительства ирригационных гидроузлов. Опыт проектирования и эксплуатации

их показал ошибочность принятой гипотезы о слоистости течения потока в зоне водозабора. Более детальные исследования позволили установить, что донные наносы вовлекаются в боковой водоприемник циркуляционным потоком, возникающим в результате отбегания потоком экранирующих преград. Из-за этого в промывные галереи поступает неодинаковое количество наносов и их сбросом в основном загружена только верхняя (по течению) галерея. Нижние галереи сбрасывают воду практически без наносов и, кроме того, ухудшают работу верхней галереи, усиливая взмучивание потока перед фронтом водозабора.

Боковой водозаборный гидроузел с гравиеловкой (рис. 11.9, б) имеет прямолинейный входной порог 5 и криволинейный порог 7 в конце гравиеловки. Донные наносы, задерживающиеся у входного порога, периодически промывают через отверстия плотины, а наносы, поступающие в гравиеловку, смывают через промывник 9. Недостаток данной компоновки заключается в том, что возможен завал аванкамеры гравиеловки 6 наносными отложениями, с которыми не справляется промывное устройство 9.

Боковой водозаборный гидроузел с наносоперехватывающими галереями (рис. 11.10) разработан применительно к рекам с обильными донными наносами. В нем использован принцип борьбы с наносами, основанный на возбуждении искусственной поперечной циркуляции. Регулирование гидравли-

ческой структуры достигается конструктивными и эксплуатационными приемами. Ответственной частью водозаборного сооружения этого гидроузла являются наносоперехватывающие галереи. Их отличие от донных промывных галерей состоит в наличии непрерывного активного воздействия на процесс формирования гряды наносных отложений перед водозаборным сооружением.

В гидроузлах с наносоперехватывающими галереями крайние пролеты плотины, примыкающие к регулятору, в нормальных условиях работы перекрываются затворами. В потоке воды, натекающем на затворы, создается повышенное давление, в то время как во входных отверстиях наносоперехватывающих галерей имеется пониженное давление. Вследствие этого наносы при подходе к водозабору встречаются с донным реактивным течением и образуют гряду криволинейной формы, по фронту которой они концентрируются, а затем под влиянием перепада давлений поступают в галерею. Входные отверстия наносоперехватывающих галерей размещают в зоне встречи наносов с донным обратным течением. Компоновку и расчет донного водозаборного узла выполняют по рекомендациям Н. Ф. Данелии [32].

В промывных галереях предусматривают скорости 4...7 м/с. Водосбросные плотины рассчитывают обычными методами гидравлики. Они выполняются в виде низкороговых или высокопороговых плотин, с затворами (регу-

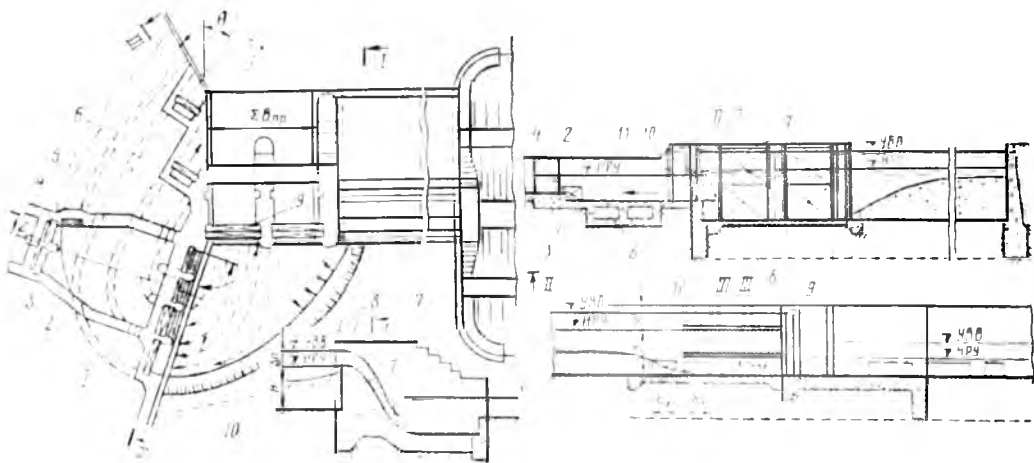


Рис. 11.10. Боковой водозаборный узел с наносоперехватывающими галереями:

1 — вод. приемник; 2 — аванкамера; 3 — криволинейный порог; 4 — канал; 5 — промывник аванкамеры; 6 — наносоперехватывающие галереи; 7 — водоплавная или щитовая пл.; 8 — пор.; 9 — двойные щиты сбросных отверстий плотины; 10 — решетка водоприемника; 11 — щит водоприемника. (Размеры в м)

лируемые водосбросы) или без них (нерегулируемые водосбросы). Подробно этот вопрос рассмотрен в главах 4.1 и 7.3.

При больших коэффициентах водозабора (0,5...0,8) отметку порога плотины принимают на 1...1,5 м выше средней бытовой отметки дна реки, чтобы избежать завала наносами водосбросных устройств со стороны НБ. Промывные отверстия плотины располагают около водоприемного сооружения. Они предназначены не только для промыва верхнего бьефа, но и для пропуска паводковых расходов, а также сброса крупных плавающих тел и шуги.

Затворы промывных отверстий размещают возможно ближе к фронту водозабора, примерно на том месте, где в обычных конструкциях устанавливают ремонтные затворы. Головное сооружение, то есть фронт водоприемных отверстий и порог, располагают в одну линию под углом $\alpha = 90...115^\circ$ к оси плотины.

Ширину фронта водоприемных отверстий B устанавливают гидравлическим расчетом из условия забора расчетного расхода воды при отметке ВБ, равной отметке НПУ. Поперечное сечение наносоперехватывающих галерей рекомендуется делать прямоугольным и размещать их дно на уровне понура. Входные отверстия галерей следует располагать близко друг к другу, чтобы перед фронтом водозабора не оставались участки отложения наносов. Высоту порога определяют из условия размещения под головным сооружением промывных галерей; высоту последних в зависимости от глубины воды H в ВБ при НПУ принимают $h_{\text{гал}} = (0,25...0,33)H$, а по конструктивным соображениям — не менее 1 м.

Наносоперехватывающие галереи рассчитывают на пропуск суммарного расхода $\Sigma Q_{\text{гал}} = (0,5...1,0) Q_{\text{вз}}$, где $Q_{\text{вз}}$ — расход, забираемый из реки).

Пропускную способность каждой галереи принимают $Q_{\text{гал}} = (0,20...0,25) Q_{\text{вз}}$, а число их — не менее двух. Ширину галерей определяют в зависимости от их пропускной способности: $b_{\text{гал}} = Q_{\text{гал}} / (h_{\text{гал}} v_{\text{гал}})$, где $v_{\text{гал}}$ — средняя скорость течения в галереях, которая должна в 2...2,5 раза превышать размывающие скорости в реке. Выход галерей в нижний бьеф устраивают под углом $\theta = 15...30^\circ$ к оси потока. Дно

входных отверстий промывных галерей закладывают на отметке понурой части. У входа и выхода галерей устанавливают затворы и смотровые колодцы. Внутренние стенки галерей для защиты от истирания наносами облицовывают гранитом, стальными листами, чугунными плитами и др. (разд. 4). Обычно водозаборный гидроузел с наносоперехватывающими галереями имеет односторонний отвод. Расходы, подаваемые в канал, могут изменяться в большом диапазоне — от 5 до 150 (600) м³/с при глубинах воды перед фронтом водозабора 2...8 м.

Исследования боковых водозаборов с наносоперехватывающими галереями показали, что при коэффициенте водозабора 0,45...0,74 в канал попадает лишь 1,2...1,7 % наносов, а за время прохождения паводка — не более 0,3 %, причем в канал поступают только мелкие фракции наносов. Для нормальной работы гидроузла необходимо соблюдать определенные правила эксплуатации: верхний бьеф периодически необходимо промывать через отверстия плотины, примыкающие к водозабору; на время промывки верхнего бьефа водозабор отключают. Такие водозаборные гидроузлы нашли широкое применение.

Боковой водозаборный гидроузел с промывной галереей, поток в которой движется винтообразно (рис. 11.11, а), отличается тем, что в пороге водоприемника обычного открытого типа устраивают галерею 2 конусообразного вида со щелевым отверстием внизу для входа в нес нижних слоев воды, содержащей наибольшее количество донных наносов. Вода в галерее движется винтообразно благодаря сложению двух скоростей — поступательной осевой скорости потока вдоль галереи и скорости тангенциального входа воды в галерею через щель. Винтовое движение обеспечивает высокую транспортирующую способность потока. Однако наличие в потоке мусора, плавника и крупных фракций наносов может вызвать значительные затруднения при эксплуатации такого сооружения.

Боковой водозаборный гидроузел с криволинейным подводным каналом (рис. 11.11, б) разработан во ВНИИГ им. Б. Ф. Веденеева. Для борьбы с донными наносами в нем используют поперечную циркуляцию потока, возник-

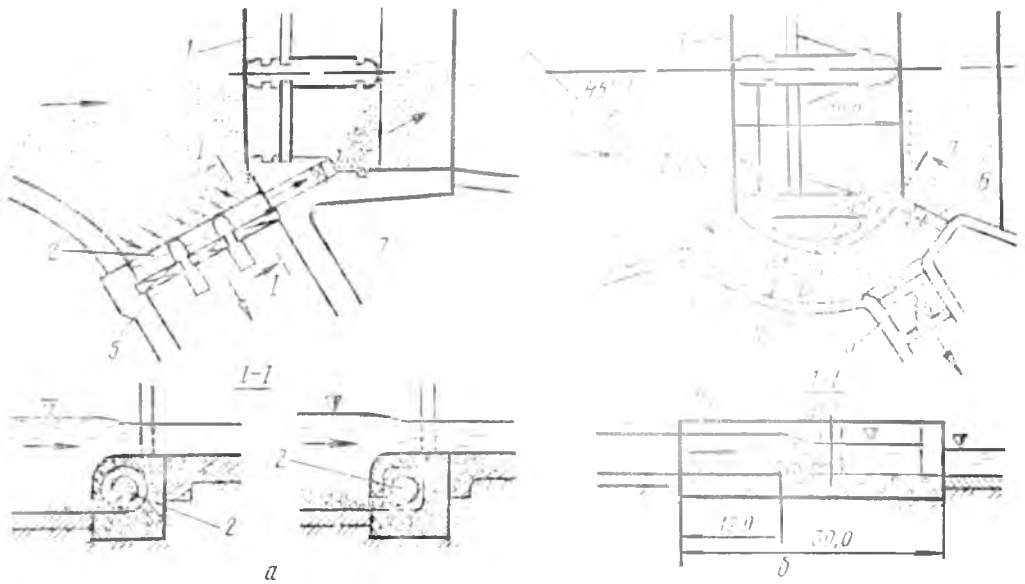


Рис. 11.11. Боковые поверхностные водозаборные узлы с боковым промывом при помощи донных направляющих устройств с винтовым движением (а) и с криволинейным подводным каналом (б):

1 — плотина; 2 — конусообразная галерея со шелевым входом; 3 — криволинейный подводный канал; 4 — направляющий донный лоток; 5 — водоприемник; 6 — сбросное сооружение; 7 — затвор промывной галереи.

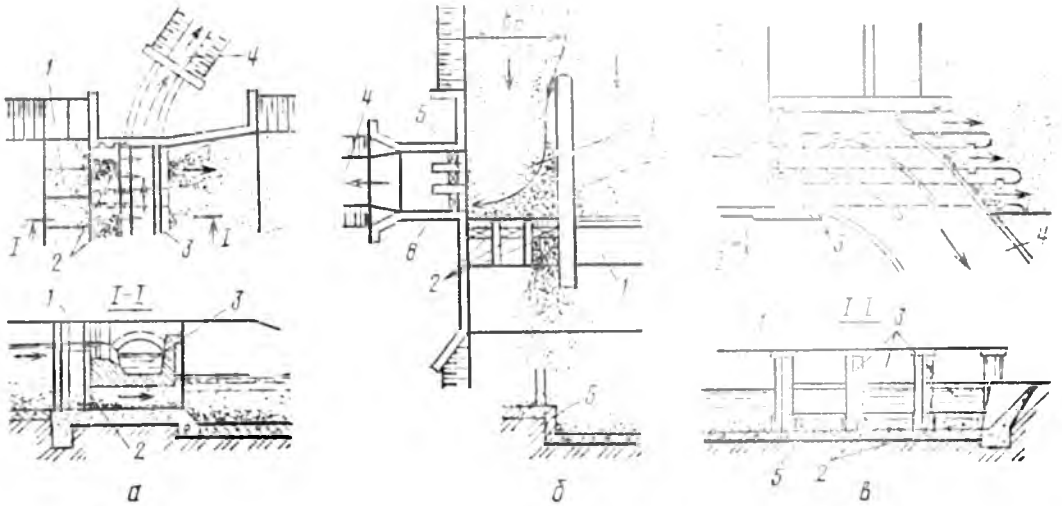


Рис. 11.12. Фронтальные плотинные водозаборные узлы с фронтальным промывом наносов:

а — лотковый; б — с карманом; в — двухъярусный с криволинейными водоотводящими лотками (тип Эльслейна); 1 — плотина; 2 — промывные отверстия; 3 — железобетонный лоток; 4 — канал; 5 — входной порог; 6 — карман; 7 — разделяющая стенка; 8 — регулятор.

кающую при движении в криволинейном канале 3, и донное траншейное наносоперехватывающее устройство 4. Канал 3 располагают под углом 45° к оси потока и устраивают без входного порога. При выходе канала в нижний бьеф устраивают щит 6 для регулирования сбросных расходов при промывке канала. Открытый водоприемник 5 с входным порогом высотой 0,7 м размещают в нижней части криволинейного канала. Траншейное устройство перехватывает донные наносы в канале и сбрасывает их в нижний бьеф с промывным расходом до 10 % от забираемого в отвод. Этот тип водозабора недостаточно эффективен, так как наносная гряда, двигаясь из верхнего бьефа, надвигается на траншею и при значительной насыщенности потока наносами может вывести ее из работы. Неудачное расположение входа в криволинейный канал вызывает в начальной его части циркуляцию неблагоприятного направления, что также снижает эффективность этого водозабора.

11.3.3. Фронтальные поверхностные плотинные водозаборные гидроузлы

Под фронтальными понимают гидроузлы, в которых поступление воды в водозаборное сооружение происходит фронтально, то есть в направлении, совпадающем с направлением движения основного потока реки. Особенность фронтального водозабора — поверхностный водоотбор из верхних очищенных от донных и придонных наносов слоев речного потока и донный промыв наносов транзитом по реке. Для борьбы с донными наносами широко используют особенности гидравлической структуры потока. По условиям гидравлического промыва наносов эти водозаборные гидроузлы бывают с фронтальным и боковым промывом. Конструктивно фронтальные гидроузлы в зависимости от устройства для борьбы с наносами делятся на двухъярусные: с карманом; с наносоперехватывающими галереями; с донными промывными галереями; с устройствами для возбуждения поперечной циркуляции и др. Возможно сочетание различных устройств для борьбы с наносами в одном гидроузле.

Гидроузлы с фронтальным промывом донных наносов. Существует три основных типа таких гидроузлов. *Лот-*

ковый водозабор (рис. 11.12, а) основан на использовании явления обтекания преграды, расположенной нормально к оси потока, и состоит из водосбросной плотины 1, которая имеет большие пролеты для пропуска паводковых расходов реки и несколько двухъярусных пролетов меньшего размера для забора воды. Воду забирают из верхних слоев в железобетонный лоток 3; из него она в трубу, проходящую через тело водосбросной плотины, поступает в канал 4, а через донные отверстия 2 под лотком пропускаются транзитные расходы реки с донными наносами. Дну лотка 3 придают уклон, достаточный для создания необходимой продольной скорости. От взвешенных наносов воду очищают далее в отстойниках. Лотковые водозаборные узлы применяются на предгорных участках рек и характеризуются небольшим коэффициентом водозабора.

Водозаборный гидроузел с карманом (рис. 11.12, б). Впервые такой водозабор применили в Индии, поэтому его иногда называют индийским. Водозаборные узлы с карманами возводят на прямолинейных участках рек с подачей воды на один или два берега. В последнем случае большую роль играет регулирование русла в верхнем бьефе для создания устойчивой ширины, обеспечивающей одинаковые условия водоотбора. Приемной частью водозаборного узла служит карман 6 перед головным сооружением (шлюзом-регулятором) 8, образующийся при устройстве раздельной стенки 7 (при двустороннем водозаборе карман устраивают у обоих берегов). В конце кармана по всей его ширине размещают промывные отверстия (промывники), которые входят в состав водосбросного фронта плотины. Через промывные отверстия периодически смываются наносы, отложившиеся в кармане.

В период пропуска через гидроузел максимальных (паводковых) расходов промывники открывают и работают ими как составной частью водосбросной плотины. Скорости в кармане при закрытых затворах отверстий промывников и открытых затворах регулятора принимают в диапазоне 0,4...0,6 м/с. В этих условиях карман работает как отстойник, поэтому и водозаборный узел такого типа иногда называют

фронтальным с карманом-отстойником. Расходы реки сбрасывают через пролеты водосбросной плотины, расположенные при двустороннем водозаборе между карманами.

Эти водозаборы имеют следующие недостатки: плохая промываемость карманов; необходимость отключения канала на период промыва; тяжелое крепление нижнего бьефа.

Двухъярусный водозаборный гидроузел с криволинейными водоотводящими лотками и донными промывными галереями (тип Эльсдена) (рис. 11.12, в) применяют на равнинных и реже на предгорных участках рек при прямолинейных подводных руслах.

Принцип работы этих гидроузлов основан на предположении вертикального расслоения потока воды горизонтальной плитой. При этом считается, что слои не перемешиваются между собой и нижние из них, насыщенные донными и придонными наносами, сбрасываются через промывные отверстия в НБ, а верхние, насыщенные преимущественно взвешенными наносами, поступают в канал по криволинейным лоткам. Благоприятным считается гидравлический режим, при котором скорости потока на вертикали примерно одинаковы, что достигается соответствующим подбором сечений промывных и водозаборных отверстий. Гидравлический режим в промывниках может быть напорным и безнапорным, причем предпочтительнее безнапорный, как обеспечивающий более благоприятные условия для промыва. Для регулирования расходов воды во входной части водозабора устанавливают двухъярусные затворы. В конце промывников, со стороны нижнего бьефа, полезно также предусматривать шандорные пазы на случай отключения труб промывника для осмотра и ремонта.

Существует множество конструктивных вариантов этого типа гидроузла. Недостатки этих водозаборных гидроузлов: взмучивание воды и завлечение некоторой части донных наносов в магистральный канал; значительное стеснение водосбросного фронта плотины; сложность конструкции двухъярусного сооружения с криволинейными лотками; затрудненность борьбы с ледошуговыми явлениями, с плавающими телами, мусором и др.

Гидроузлы с боковым промывом

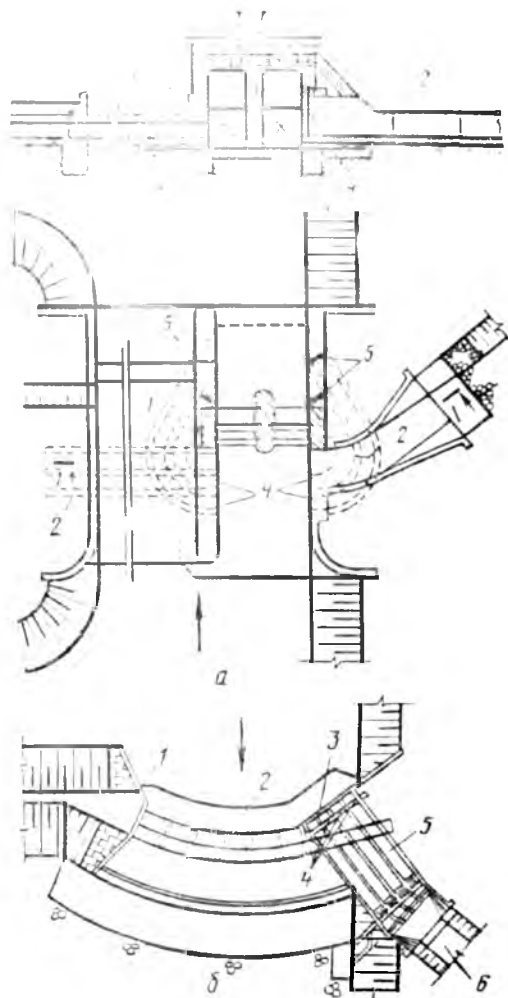


Рис. 11.13. Фронтальные водозаборные гидроузлы:

а — с наносоперехватывающими галереями (1 — водосливающая плетина; 2 — водозаборы; 3 — водосбросная плетина; 4 — наносоперехватывающая галерея; 5 — затворы галереи); б — с донными промывными галереями (1 — грунтовая плетина; 2 — водосбросная плетина; 3 — водозаборное сооружение; 4 — донные омывные галереи; 5 — отстойник; 6 — магистральный канал).

донных наносов. Существует несколько основных разновидностей этих гидроузлов.

Фронтальный водозаборный гидроузел с наносоперехватывающими галереями (рис. 11.13, а) основан на использовании принципа обтекания потоком вертикальной преграды. Он включает водосливающую плетину; карман, примыкающий к одному из берегов реки; промывные отверстия (промывники), являющиеся составной частью водосбросного фронта плотины; регулятор (головное сооружение); дюкеры, расположенные в стенках кармана и подающие воду в каналы на оба

берега; наносоперехватывающие галереи, входные отверстия которых размещены в стенках кармана и обеспечивают боковой промыв наносов. Поток реки, входя в карман, натекает на водосбросную плотину, вследствие чего образуется реактивное донное течение, направленное навстречу основному течению в кармане. На стыке этих встречных движений у фронта надвигающейся наносной гряды образуются мощное винтовое движение и область пониженного давления. Отверстия наносоперехватывающих галерей стремятся располагать именно в этой зоне.

Ширину кармана принимают $V_{кар} = (0,8...1,2)(B_{пр} + B_{лев})$, где $B_{пр}$ и $B_{лев}$ — ширина отверстий право- и левобережного регуляторов, и проверяют по соотношению $V_{кар}q_{кар} \leq V_{кар}q_{реки}$ в период прохождения паводковых расходов реки (q — удельный расход).

Среднюю скорость в кармане принимают $v_{кар} = (0,8...0,9) \cdot v_{реки} = 1,5...2$ м/с, а расход определяют как сумму расходов водозабора и промывных галерей $Q_{кар} = (1,5...2) \Sigma Q_{вз}$.

Глубину потока в верхней части кармана (до промывных галерей) определяют по формуле $h = Q_{кар} / (v_{кар} B_{кар})$, высоту сечения галерей принимают $h_{гал} = (0,5...0,15) H_{кар}$, где $H_{кар}$ — глубина воды в кармане. Водозаборный гидроузел этого типа не рекомендуется применять на селеопасных участках рек.

Фронтальный водозаборный гидроузел с донными промывными галереями (рис. 11.13, б) называют еще *последним с фронтальным отводом воды* (европейским). Это название наиболее полно отражает его конструктивные особенности и работу, включая принципы борьбы с захватом донных наносов, основанные на предположении слоистой структуры потока. Характерная особенность этих водозаборных гидроузлов — совмещение регулятора с отстойником, располагаемым за плотинной.

Разновидностью гидроузла такого типа может служить *водозабор с карманом-отстойником* (рис. 11.14, а). Отличие его состоит в том, что перед входом в карман-отстойник у сетя промывная галерея 2. Карман разделен на три камеры, оборудованные в начале и конце промывными галереями, позволяющими поочередно переключать камеры отстойника на пода-

чу осветленной воды, то на промывку наносов. В третьей камере предусмотрено промывное отверстие для промывки и сброса части паводкового расхода. Этот водозабор имеет хорошие противонаносные свойства, но громоздок, требует больших непроизводительных сбросов, сложен в эксплуатации. Обычно он рекомендуется для равнинных участков рек. Недостатки его: большая ширина входа в регулятор и, как следствие этого, — удлиненные камеры отстойника; потеря части полезной длины камер для размещения промывников.

Во фронтальном водозаборе с криволинейным карманом (рис. 11.14, б) борьба с наносами основана на использовании поперечной циркуляции и вихревого горизонтального вальца, образованного с помощью донного уступа в конце виража. Недостатки его: проскок наносов за пределы промывного отверстия; низкий коэффициент водозабора; сложность компоновочного и конструктивного решения сооружений гидроузла; относительно сложные условия эксплуатации.

Водозаборный гидроузел с криволинейным подводящим руслом (ферганский). В ферганских водозаборных гидроузлах используется поперечная циркуляция, для возникновения которой подводящему руслу в плане придают криволинейное очертание, а его ширину принимают равной ширине устойчивого русла. Водозаборное сооружение размещается на вогнутом берегу. В состав узла (рис. 11.15, а) входят криволинейное подводящее русло; водосбросная плотина с затворами; водоприемный порог различной конструкции, примыкающий к плотине со стороны вогнутого берега, через который идут водоотбор и последующая водоподача через регулятор в канал. Порог водоприемника должен быть расположен выше дна реки (понура) не менее чем на 1,5...2 м. Перед регулятором устанавливают открытый водоприемный Г-образный криволинейный порог, который размещают таким образом, чтобы движение донных струй вместе с наносами проходило под полкой порога с пропуском части их расхода в пролеты плотины, примыкающие к порогу.

Наиболее эффективно ферганский гидроузел работает в том случае, если одновременно с водозабором в канал

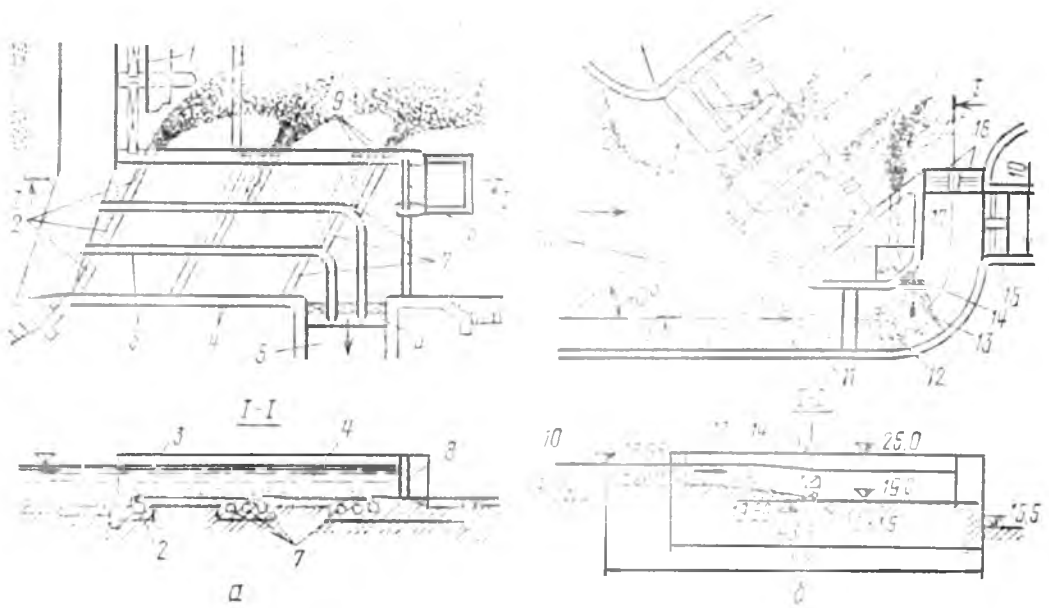


Рис. 11.14. Фронтальный водозаборный гидроузел с карманами:

a — с карманом-отстойником; *b* — с криволинейным карманом; 1 — плотина; 2 — головной донный лоток или галерея; 3 — раздельные стенки; 4 — камеры кармана отстойника; 5 — канал; 6 — регулятор; 7 — донные галереи для перехвата и сброса наносов; 8 — промывное отверстие; 9 — щиты донных галерей; 10 — входной порог; 11 — фронтальный криволинейный канал; 12 — пониженный участок с виражом; 13 — вертикальный уступ в конце виража; 14 — плоский затвор промывного отверстия; 15 — водоприемник с порогом; 16 — сбросные отверстия; 17 — сбросная галерея.

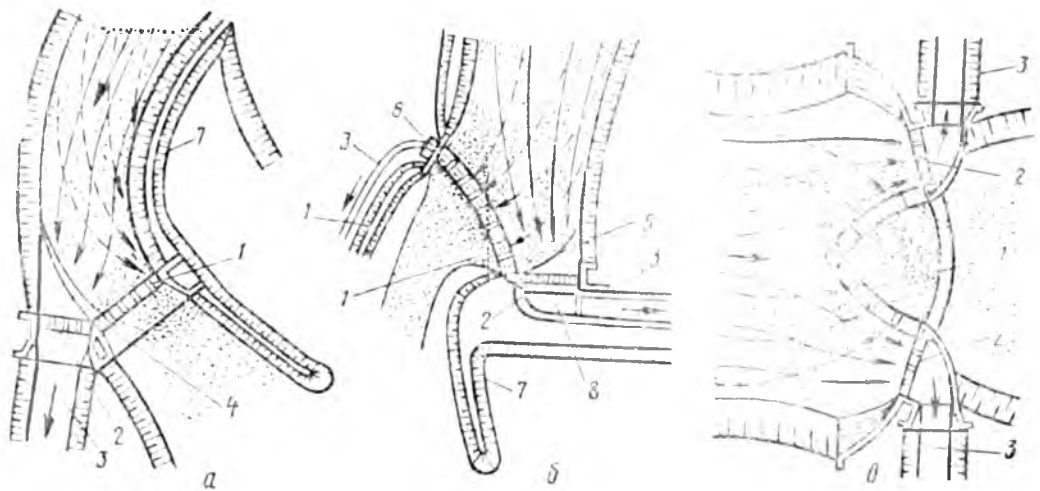


Рис. 11.15. Фронтальные водозаборные гидроузлы с активным воздействием на структуру потока:

a — ферганского типа; *b* — с косым расположением криволинейной в плане плотины; *в* — двусторонний со стрелчатой пластиной; 1 — плотина; 2 — головное сооружение; 3 — канал; 4 — Г-образный криволинейный порог; 5 — обычный глухой криволинейный порог; 6 — дюкер; 7 — регулировочная дамба; 8 — водобойный колодец.

вода сбрасывается в нижний бьеф через водосбросную плотину; его эффективность будет тем выше, чем меньше коэффициент водозабора. Опыт эксплуатации показал, что при коэффициенте водозабора до 0,6 в канал поступает от 1,5 до 3,5 % донных наносов. Ферганский водозабор является односторонним, так как поперечная циркуляция, отгоняя наносы от вогнутого берега к выпуклому, перегружает там поток наносами и делает невозможным забор воды со стороны выпуклого берега. Для подачи воды на другой берег необходимо устройство дюкера.

Основные преимущества этих гидроузлов — простота их конструкции и надежность эксплуатации; к недостаткам их относятся неудовлетворительные гидравлические условия протекания сбросных расходов через плотину и очень плохие условия промыва узкого и криволинейного в плане верхнего бьефа от наносных отложений.

Водозаборный гидроузел с косым расположением криволинейной в плане плотины (рис. 11.15, б) применяют на тех участках рек, где узкая пойма начинает расширяться, превращаясь в широкую. Отверстия водосбросной плотины перекрываются сегментными затворами, два из которых, примыкающих к головному сооружению 2, снабжают козырьками для сброса шуги и мусора. Принятое расположение плотины по отношению к водоприемнику обеспечивает протекание воды через водосбросные отверстия как в боковом отводе. Это позволяет создать в ВБ циркуляционный поток, увлекающий донные наносы к сбросным отверстиям плотины. Вход в водоприемник защищают от захвата донных наносов криволинейным порогом 5 высотой порядка 1,5 м. При необходимости подачи воды на два берега устраивают дюкер, который в этом случае питается через правый (по течению) пролет водоприемника 2.

Двусторонний водозабор со стрельчатой плотиной (рис. 11.15, в) по принципу работы аналогичен предыдущему. Отличительным признаком последних двух схем является сокращение регулировочных работ. Однако компоновки гидроузлов, приведенных на рисунке 11.15, б, в, достаточно сложные и уступают схеме ферганского водозабора. Вследствие этого, а также по технико-экономическим соображениям они

не получили широкого распространения в практике.

11.3.4. Решетчатые плотинные водозаборные гидроузлы

Под решетчатым понимают такой водозабор, при котором забор воды, отводимый в канал, происходит с определенной глубины (например, с дна реки) через решетку, располагаемую на входе в водоприемник. Такие гидроузлы применяют преимущественно на горных участках рек, их иногда называют горными. Компоновка решетчатых водозаборных гидроузлов наиболее приспособлена к особенностям горных рек, характеризующихся специфическими (присущими только этим рекам) гидрогеологическими условиями.

По гидравлическим условиям работы их можно разделить на две большие группы: с донным водоотбором и водоотводом; с поверхностным водоотбором и донным водоотводом. По конструктивным признакам выделяют следующие их виды: с донными решетками или донно-решетчатые; послонно-решетчатые; с решетками на повышенных отметках и с устройствами для возбуждения поперечной циркуляции; с открытой аванкамерой и устройствами для возбуждения поперечной циркуляции и для управления структурой речного потока.

Решетчатые водозаборные гидроузлы используют как для односторонней, так и для двусторонней водоподачи. Водоотборная часть может занимать весь водосбросной фронт или часть его.

Донно-решетчатые водозаборные гидроузлы. Особенность их состоит в том, что водоотбор и водоподача обеспечиваются самой плотиной, причем, как правило, из бурных потоков, несущих в паводок камни и гальку. Забор воды в них — донный через решетки.

Главный элемент донно-решетчатого водозаборного гидроузла — водосливная плотина с донной галереей, перекрытой решеткой размещаемой по всему водосливному фронту плотины или на части его (рис. 11.16).

Основная цель решетчатого водозабора — не допускать крупные наносы в канал и задерживать их решетками, расположенными заподлицо с поверхностью водосливной грани, на

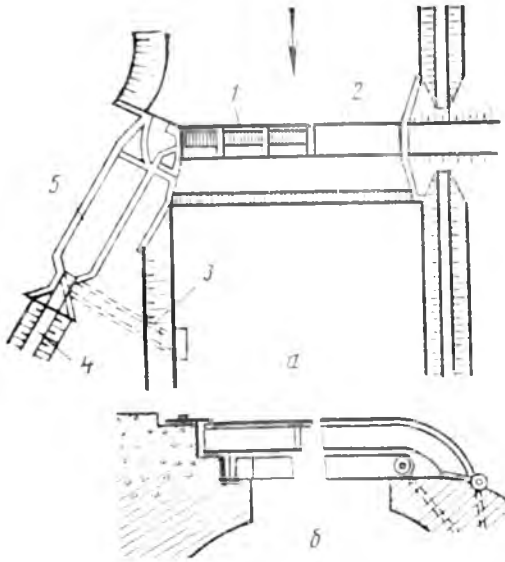


Рис. 11.16. Донный решетчатый водозаборный гидроузел с отстойником:

a — компоновочная схема гидроузла; *б* — разрез по решетке; 1 — водосливная плотина с решетками донного водозабора; 2 — глухая плотина; 3 — донный сброс; 4 — канал; 5 — отстойник.

входе в донные водозаборные галереи. Задержанные наносы сбрасываются в НБ, а более мелкие фракции наносов, попадающие через просветы решетки в галерею, с водой направляются в канал. Учитывая это обстоятельство, в состав гидроузлов, как правило, вводят вторую ступень борьбы с наносами — отстойники (рис. 11.16), промывные камеры, пескогравелировки и др.

В гидроузле с промывной камерой (рис. 11.17) плотина состоит из трех

частей: решетчатой, водосбросной и промывной (промывной камеры). Вода, переливающаяся через водозаборную (решетчатую) часть плотины, частично или полностью, в зависимости от расхода реки, поступает через решетку в донную водозаборную галерею 2. Из галереи вода сливается в камеру 3, снабженную для промыва выпавших в камере наносов, а также для промывки верхнего бьефа отверстиями с затворами 4 и 5. Из камеры через головной регулятор 7 вода поступает в канал 8. Пролет водосбросной части, примыкающей к решетчатой части, рекомендуется устраивать с наклонным порогом на низких отметках, так как в ВБ вследствие перераспределения удельных расходов возникает поперечная циркуляция. Высоту плотины принимают 1,5...3 м. Скорости в галерее должны обеспечивать транспортирование наносов (как донных, так и взвешенных), поступивших через решетку.

Решетчатую (водозаборную) часть плотины рассчитывают на безнапорное движение воды в галерее для нормального режима эксплуатации гидроузла при меженных расходах (рис. 11.18), то есть когда расход реки обеспечивает как водопотребление, так и сброс влекомых наносов в нижний бьеф. При расчете ставится условие, чтобы через решетчатую часть плотины пропущался расход $Q_{\text{реш}} = (1,25...1,5) Q_{\text{к}}$, где $Q_{\text{к}}$ — расход, подаваемый в канал, с учетом расхода, идущего на промыв-

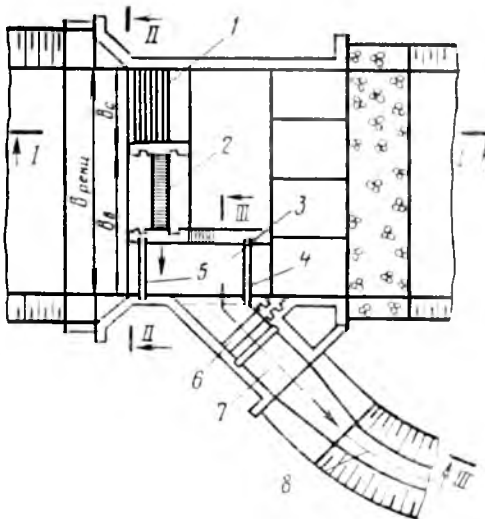
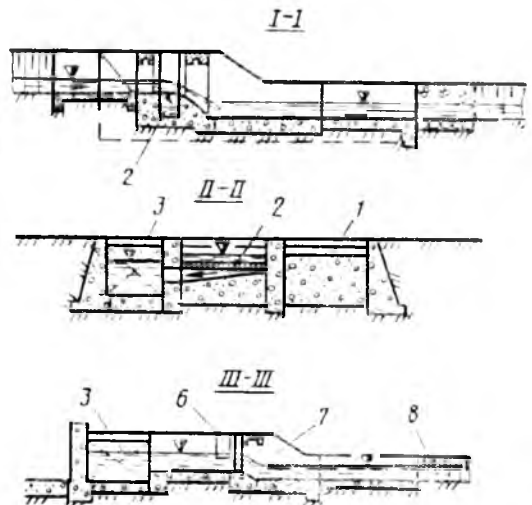


Рис. 11.17. Донный решетчатый гидроузел с промывной камерой:

1 — водосливная шитонная плотина; 2 — донная галерея, перекрытая решеткой; 3 — промывная камера; 4, 5 — нижний и верхний затворы промывной камеры; 6 — шугосброс; 7 — водорегулятор; 8 — канал



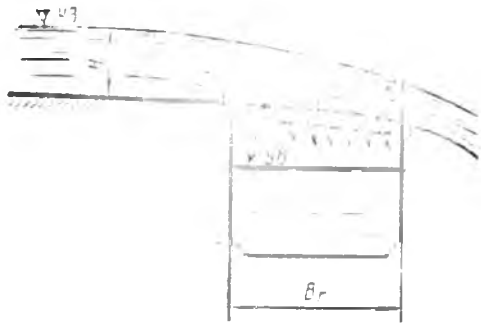


Рис. 11.18. Расчетная схема галерей донного решетчатого водозаборного гидроузла.

ку отстойника, если он имеется в составе гидроузла. Расчет решетчатой части плотины сводится к расчету решетки и донной галереи.

Размеры решетки в плане определяют из формулы расхода неподогретого водослива:

$$Q_{кр} = \rho \mu K_{зас} l_{реш} b_{реш} \sqrt{2gh_{ср}},$$

где $\rho = s/(s+d)$ — коэффициент просветов (здесь s — зазор между стержнями решетки; d — толщина стержней решетки); μ — коэффициент расхода, зависящий от уклона решетки: $\mu = 0,6 \dots 0,65$ при $i = 0,1$ и $\mu = 0,55 \dots 0,6$ при $i = 0,2$; $K_{зас}$ — коэффициент засорения решетки, для предварительных расчетов можно принять $K_{зас} = 0,9$; $l_{реш}$ и $b_{реш}$ — длина и ширина решетки; $h_{ср}$ — глубина воды посередине решетки.

Значение $h_{ср}$ определяется в долях критических глубин перед галереями $h_{1кр}$ и в конце решетки (рис. 11.18). Среднюю глубину $h_{ср}$ вычисляют по зависимости:

$$h_{ср} = 0,405 (h_{1кр} + h_{2кр}),$$

где $h_{1кр} = 0,47q_1^{1/3}$, $h_{2кр} = 0,47q_2^{1/3}$; q_1 и q_2 — удельные расходы соответственно на подходе к решетке $q_1 = Q_{реш}/l_{реш}$ и за ней $q_2 = (Q_{реш} - Q_{кр})/l_{реш}$.

В формуле для расхода $Q_{кр}$ две неизвестные величины: $l_{реш}$ и $b_{реш}$, одной из них необходимо задаться. Например, из зависимости $l_{реш} = Q_{кр}/q_{реш}$, где $q_{реш}$ — удельный расход решетки (на 1 м длины), принимаемый от 0,5...1 м²/с и больше.

Ширину решетки не следует принимать больше, чем 2...2,5 м.

Расчет донной (водозаборной) галереи сводится к определению площади ее поперечного сечения. Движение воды в галерее происходит с переменной массой, что следует учитывать при расчетах. Движение в траншее — безнапорное, обеспечивающее наиболее благоприятные условия для транспорта наносов. При расчете галерей ее удельный расход принимают с учетом форсирования.

Недостаток донно-решчатого водозаборного гидроузла — поступление

большого количества наносов в галерею. Один из эффективных способов борьбы с донными наносами заключается в размещении перед водозаборной галереей параллельно ей наносоперекрывающей траншеи. Сечение траншеи принимают 0,6×0,6 м, сверху ее перекрывают крупной решеткой, с зазорами между стержнями, в 1,5...2 раза большими, чем у водозаборной галереи.

Поступление донных наносов в водозаборную галерею можно значительно уменьшить, применив решетку другой конструкции, например ребристую.

Решетчатые водозаборные гидроузлы с устройствами по возбуждению искусственной поперечной циркуляции. Эффективность борьбы с наносами можно повысить, используя метод возбуждения поперечной циркуляции. В качестве примера на рисунке 11.19 приведена типовая схема решетчатого водозаборного гидроузла с косонаправленным ступенчатым циркуляционным порогом Г. В. Соболина (называемым также донным циркуляционным наносоуловителем). Отличительная особенность рассматриваемого типа водозаборного гидроузла состоит в том, что водоприемную галерею l располагают на 1...2 м выше порога сбросного отверстия плотины, что сводит роль решетки, перекрывающей водоприемную галерею, лишь к защите от плавника.

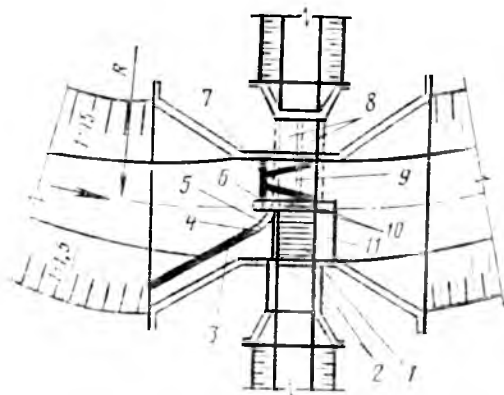


Рис. 11.19. Решетчатый водозаборный гидроузел с косонаправленным ступенчатым циркуляционным порогом (КЦП):

1 — решетка донной водоприемной галереи; 2 — затворы отверстий правобережного водозабора; 3 — повышенная часть КЦП; 4 — щитовое отверстие зимнего водозабора; 5 — пониженная ступень КЦП; 6 — проливное отверстие в бьефе; 7 — затвор водосбросного пролета; 8 — дюкер левобережного водозабора; 9 — низкопороговая водосбросная плотина; 10 — затворы отверстий дюкера левобережного водозабора; 11 — высокопороговая водосливная плотина, внутри которой размещены водоприемные галереи с решеткой на входе потока в нее.

Как и при обычном донном решетчатом водозаборе, русло реки перегорожено плотиной. Водозаборная (решетчатая) часть ее расположена у берега, но перед ней в отличие от ранее рассмотренных донно-решетчатых гидроузлов устроен косонаправленный ступенчатый циркуляционный порог, который одной стороной примыкает к выдвинутому в сторону ВБ бычку, устроенному в конце водозаборного пролета, а другой стороной упирается в берег. Толщину порога принимают 15...30 см, а высоту — переменную по длине: меньшую в примыкании к бычку и большую в примыкании к берегу. Отношение высот $t_1/t_2=0,4...0,7$. Угол между порогом и осью потока принимают в пределах $\alpha=15...30^\circ$. Повышенную ступень порога выполняют с продольным уклоном 0,01...0,3 бытового уклона дна, а пониженный участок — криволинейным с радиусом $r=(0,4...0,8)B_p$, где B_p — общая ширина водозаборного фронта порога. При движении потока вдоль косонаправленного порога донные струи отклоняются в сторону русла реки. При подходе

де к бычку наносы поступают в промывник, расположенный в его теле (размеры промывника назначают в пределах $1 \times 1...1 \times 1,25$ м), и сбрасываются в НБ. Вода переливается через косонаправленный порог, а затем поступает через решетку в донную галерею; излишки воды сбрасываются также через боковую водосливную водосливную плотину.

Послойно-решетчатые водозаборные гидроузлы. Принцип работы таких гидроузлов основан на использовании реактивных донных токов, препятствующих оседанию донных наносов в канал. Отличительная особенность этих водозаборов состоит в том, что борьба с донными наносами ведется не в месте непосредственного забора воды, а на подходе к нему с использованием явления обтекания вертикальной преграды [69].

Преградой в послойно-решетчатом водозаборном гидроузле служат небольшие (затопляемые во время паводка) полые бычки 2, которые размещаются над водозаборной галереей 17, устроенной в теле плотины (рис.

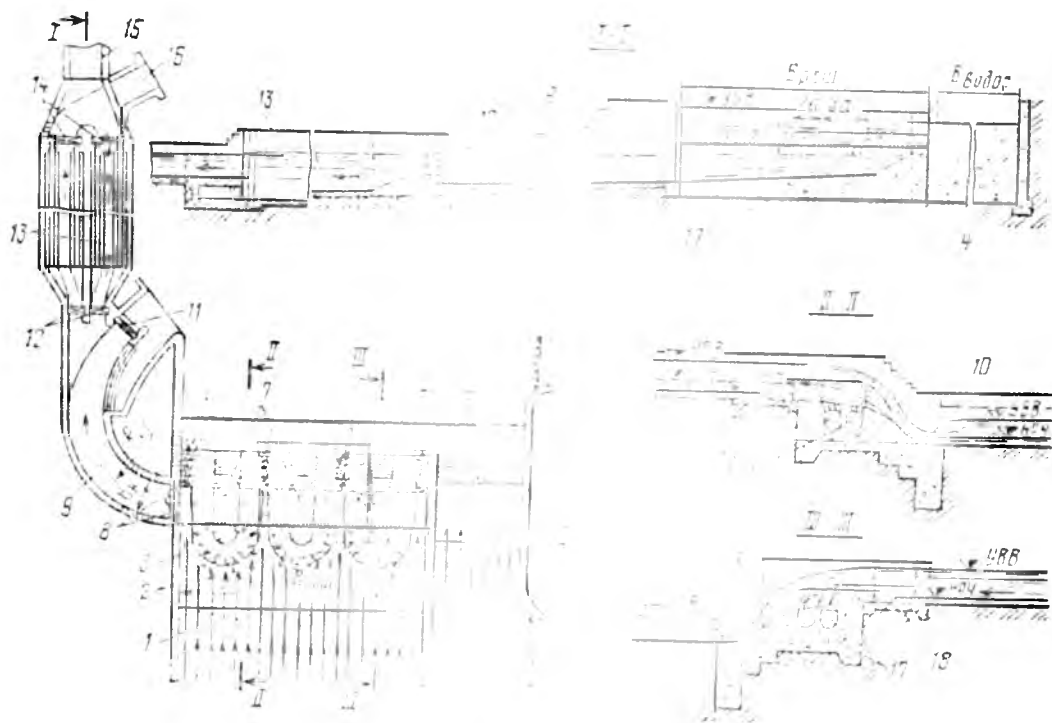


Рис. 11.20. Послойно-решетчатый водозаборный гидроузел:

1 — донные токи; 2 — полые бычки, затопляемые во время паводка; 3 — обратное донное течение; 4 — водосливная плотина; 5 — раздельная стенка; 6 — решетки нижнего яруса; 7 — решетки верхнего яруса; 8 — щиты в конце водозаборной галереи; 9 — криволинейная часть канала; 10 — боковой водослив холостого сброса; 11 — промывное устройство канала; 12 — затворы входного регулятора отстойника; 13 — двухкамерный отстойник; 14 — затворы промывника отстойника; 15 — канал; 16 — промывник отстойника; 17 — водозаборная галерея; 18 — понур.

11.20). При обтекании этих быков с лобовой стороны в потоке создается зона с повышенным давлением, вследствие чего возникает обратное донное течение 3, которое сохраняется и во время затопления преграды. Обратное течение, встречаясь с основным, переходит на некотором расстоянии от преграды во вращательное приотнавливающее движение донных наносов в основном потоке и направляющее их в обход преграды. В результате возле боковых поверхностей преграды образуется полоса, свободная от наносов.

В боковых частях пролетов, свободных от донных наносов, размещают частые решетки 6 (нижний ярус), с просветами от 6 до 12 мм, через которые вода проходит в галерею. В паводок вода поступает в галерею и через затопляемые в это время полые быки, верх которых перекрыт грубыми решетками 7. По бокам быков устраивают пазы для установки шандор в межень. В средней части пролетов между быками галерея перекрыта сплошными плитами. На этом участке проходит насыщенный наносами поток, сбрасываемый в НБ гидроузла. Вода, поступившая в галерею 17, отводится из нее по криволинейному каналу 9 и дальше в магистральный канал, а в необходимых случаях — в отстойник для осаждения взвешенных наносов. В конце криволинейного канала расположены промывное устройство 11, боковой сброса 10 и промывное устройство 16.

Послойно-решетчатый водозаборный гидроузел целесообразно устраивать на узком прямолинейном участке реки или же на криволинейном, располагая створ плотины радиально к вогнутому берегу. На широких прямолинейных участках реки ВБ выправляют регулируемыми сооружениями на длине в 4...5 раз большей, чем длина решетчатой части плотины. Водозабор может быть односторонний или двусторонний. Двусторонняя подача воды решается легко и существенно не влияет на режим донных наносов.

Ширину решетчатой и водосливной частей плотины устанавливают с учетом пропуска расчетного паводка; остальную часть перекрывают глухой земляной плотиной.

Послойно-решетчатые водозаборные гидроузлы рекомендуется сооружать в

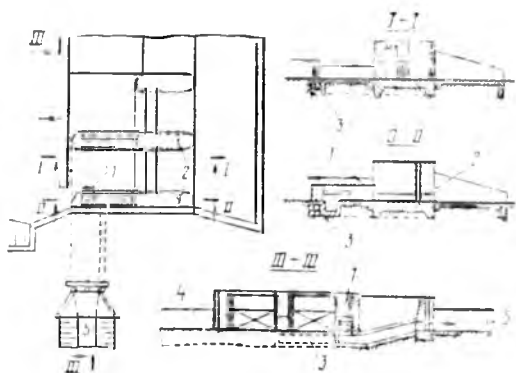


Рис. 11.21. Бычковый водозабор с горизонтальной решеткой:

1 — решетки; 2 — затворы промывных отверстий; 3 — напорный водовод; 4 — водосбросная плита; 5 — канал.

основном на горных, высокогорных участках рек, но их можно с успехом применять и на предгорных участках при расходах реки $Q_{\text{реки}} = 0,2 \dots 500 \text{ м}^3/\text{с}$, скоростях $v = 1 \dots 6 \text{ м/с}$ и уклонах $i = 0,01 \dots 0,1$.

Гидравлический расчет водоприемных отверстий (решеток) и галерей в послойно-решетчатом водозаборном гидроузле выполняют так же, как и в донных решетчатых водозаборных гидроузлах.

Бычковый водозабор с горизонтальной решеткой (рис. 11.21) относится к водозаборам совмещенного типа, так как его водоприемные отверстия расположены в быках и устоях водосбросной плотины.

Быки и устои здесь выдвигаются в ВБ относительно водосбросной плотины. Горизонтальную поверхность их располагают на 0,75...1,5 м ниже НПУ. Выдвинутая часть быков и устоев представляет собой полую конструкцию, образующую камеру (колодец), перекрытую сверху решеткой. В головной части быков и устоев на всю ширину их ставят стенки с радиальным очертанием со стороны ВБ. При обтекании потоком этих преград возникает циркуляционное течение, отклоняющее донные наносы к середине пролета и тем самым исключаящее их поступление в камеру. В боковых поверхностях этих стенок устраивают пазы для шандор, располагающихся вдоль быка, по его краям. Шандоры используют для отключения водозаборных колодцев из работы. Каждая камера имеет свой водовод (по типу дюкера), по которому вода попадает в канал или отстой-

ник, если он предусмотрен в составе гидроузла. Подачу воды в канал регулируют затворами, размещенными в выходных сечениях водоводов. Наносы, отложившиеся в камерах (колодцах), смывают через промывные галереи, прокладываемые посредине водозаборных быков и устоев. Галереи работают периодически. Для регулирования промывных расходов в конце галерей размещают затворы. Каждый бык может забрать 2...5 м³/с, а устой — 0,7 этого расхода. Входные скорости в камерах назначают в пределах 0,3...0,5 м/с, а в напорных водоводах — 1...2 м/с; при этом обязательна проверка транспортирующей способности потока в них. Площадь входного отверстия камеры определяют из формулы:

$$Q = \mu \omega_{\text{кам}} \sqrt{2gh_{\text{в}}},$$

где μ — коэффициент расхода, равный 0,5...0,6; $\omega_{\text{кам}}$ — площадь камеры; $h_{\text{в}}$ — потери напора на вход в камеру, определяемые по известной зависимости $h_{\text{вк}} = \xi_{\text{вк}} v^2 / (2g)$, где v — скорость в камере за решеткой, равная 0,3...0,5 м/с; $\xi_{\text{вк}}$ — коэффициент сопротивления, равный в быках 3,3, а в устоях 7,5.

Плановые размеры камеры находят из соотношения $\omega_{\text{кам}} = l_{\text{кам}} b_{\text{кам}}$. Длину $l_{\text{кам}}$ рекомендуется принимать от (2...3) $H_{\text{б}}$ до $4H_{\text{б}}$, где $H_{\text{б}}$ — высота быка или устоя над флютбетом. Ширину быка принимают не более 4...5 м.

К недостаткам этого водозаборного гидроузла относятся сложность его конструкции и эксплуатации, низкий коэффициент водозабора, большое число затворов и т. д. Наличие донных напорных водоемов дюкерного типа также осложняет эксплуатацию водозаборного гидроузла из-за возможной забивки их наносами.

11.3.5. Занесение и промывка верхних бьефов водозаборных гидроузлов

Постоянный рост орошаемых площадей вызывает увеличение коэффициента водозабора $K_{\text{в}}$, который в периоды интенсивных поливов равен 1, то есть весь речной сток забирается в магистральные каналы. При этом традиционные способы борьбы с донными наносами с помощью пескогравеловок, промывных и наносоперехватывающих галерей, донных порогов, использования поперечной циркуляции потока не дают желаемых результатов. Поэтому водозаборные сооружения переводят в режим периодического про-

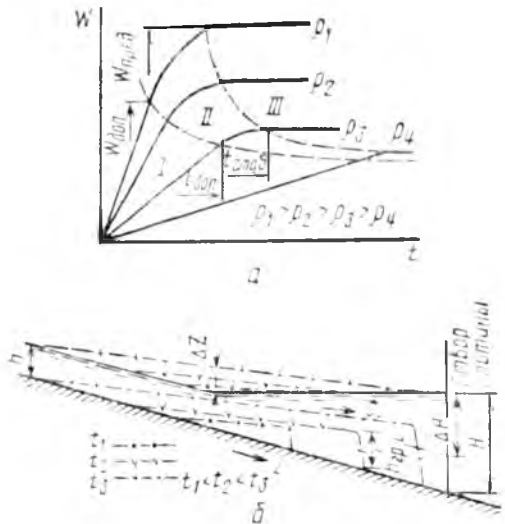


Рис. 11.22. Занесение верхнего бьефа водозаборного гидроузла:

а — стадии занесения; б — формирование донной гряды и свободной поверхности потока.

мыва верхнего бьефа от наносов. Безнаносный забор воды в этом случае достигается накоплением влекомых рекой наносов в аккумулирующей емкости верхнего бьефа, создаваемой подпором при любом гидроузле. Отложившиеся наносы по мере их накопления удаляют промывкой через отверстия низкопороговой плотины.

По данным натуральных и лабораторных исследований Р. К. Кромера [94], занесение подпертого бьефа водозаборного гидроузла происходит в три стадии по следующей схеме. При высоких коэффициентах водозабора ($K_{\text{в}} > 0,7$) все влекомые потоком наносы задерживаются в зоне подпора ВБ, поэтому первоначально накопление их происходит линейно по времени (первая стадия на рис. 11.22, а). Эта связь наблюдается до тех пор, пока гряда донных наносов не подойдет вплотную к водоприемнику. Период от начала занесения подпертого бьефа до начала поступления наносов в водоприемник будет безнаосным и считается доступным временем занесения верхнего бьефа $t_{\text{доп}}$, так как в течение этого периода наносы в магистральные каналы поступать не будут. Объем наносов, накопившихся за это время, называют допустимым объемом занесения $W_{\text{доп}}$. После указанного момента в результате попадания части наносов в водоприемник и НБ (последнее при $K_{\text{в}} < 1$) характер зависимости $W =$

1. Продольные уклоны поверхности гряды занесения I_0

Концентрация донных наносов в речном потоке ρ , г/л	Продольные уклоны дна реки i					
	0,010	0,015	0, 20	0,025	0,030	0,035
1,0	0,0058	0,0068	0,0054	0,0002	-0,0080	-0,0150
2,0	0,0072	0,0083	0,0077	0,0036	-0,0012	-0,0070
3,0	0,0081	0,0097	0,0091	0,0058	-0,0017	-0,0023
4,0	0,0092	0,0108	0,0102	0,0073	0,0036	0,0006

$=f(i)$ меняется (прямая линия перейдет в кривую), и наступает вторая стадия занесения. Увеличение транспортирующей способности потока в заносимом подводящем русле гидроузла приводит ко все большему завлечению наносов в магистральный канал и, наступает момент, когда все они, не задерживаясь в верхнем бьефе, транзитом проходят в водоприемник и нижний бьеф либо полностью в водоприемник ($K_B=1$). Указанный момент явится началом стабилизации процесса занесения верхнего бьефа $t_{\text{стаб}}$ при предельном накопленном в нем объеме $W_{\text{пред}}$.

Плотина водозаборного гидроузла создает в русле подпор. В зоне выклинивания кривой подпора в результате уменьшения скоростей до не сдвигающих влекомые наносы начинают откладываться в виде донной гряды,двигающейся своим фронтом по направлению к плотине. Это движение сопровождается ростом отметок ее поверхности и удлинением против течения (рис. 11.22, б).

Первая стадия занесения ВБ — наиболее оптимальная для эксплуатации водозаборных гидроузлов, так как в этом случае наносы полностью задерживаются перед водоприемником. Для промыва накопленных отложений, как

правило, полный расход реки пропускают через промывные отверстия подпорной плотины. Наиболее эффективно открытие затворов на полную высоту, при которой в ВБ скорости потока достигают максимального значения и обеспечивается более эффективный промыв наносов. При дефиците оросительной воды возможны частичные промывы отложений с последующим полным промывом емкости бьефа в более благоприятные периоды работы сооружения. Наблюдения и соответствующие исследования показали, что прямолинейные подводящие русла водозаборных гидроузлов лучше промываются от наносов, чем криволинейные (например, ферганских).

Расчет занесения и промывки верхних бьефов водозаборных сооружений, работающих в режиме периодического промыва, можно выполнять по методике И. С. Румянцева — Р. К. Кромеера. Продолжительность безнаносной для водоприемника стадии занесения ВБ и объемы, накопившиеся за это время, равны:

$$t_{\text{до}} = t_n h_{\text{гр}0}^2 / 2(i - I_0) \rho_n \quad (11.2)$$

$$W_{\text{дон}} = h_{\text{гр}0}^2 b / [2(i - I_0)] \quad (11.3)$$

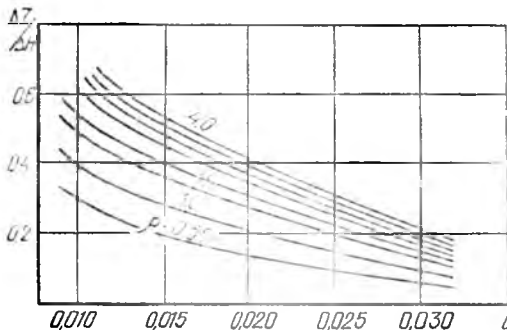


Рис. 11.23. График для определения максимального подъема уровня воды в верхнем бьефе Δz .

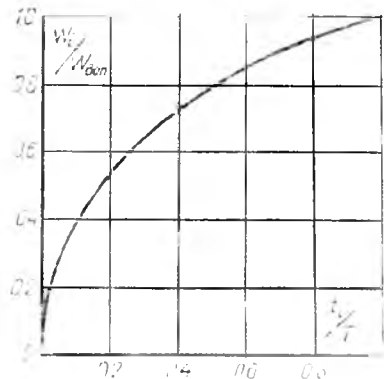


Рис. 11.24. График для определения объемов смываемых отложений W_1 при частичном промыве.

где $h_{гр0}$ и I_0 — соответственно высота гряды занесения и уклон ее поверхности в конце первой стадии занесения; b — ширина подводящего русла; γ_n — объемная масса наносов в отложениях; q_n — удельный расход донных наносов в реке; i — уклон реки. Высоту гряды определяют по формуле:

$$h_{гр0} = 1,12 (\Delta H^2/H), \quad (11.4)$$

Здесь ΔH и H — соответственно подпор и зпор в створе водозаборного сооружения (рис. 11.22, б).

Значения I_0 определяют по данным таблицы 11.1. При $i < 0,01$ уклон гряды $I_0 = (0,6 \dots 0,7)i$. Удельный расход донных наносов находят по зависимостям И. И. Леви, В. Н. Гончарова и др. Для горно-предгорных участков рек q_n определяют по формуле Р. К. Кромера:

$$q_n = 0,0083 \gamma_{у.н} (v - v_n) d (v/v_n)^{6,5} (d/h)^{1,4}, \quad (11.5)$$

где $\gamma_{у.н}$ — удельная масса наносов; d — средний диаметр наносов; v и h — соответственно средняя скорость и глубина в реке; v_n — неразмывающая скорость.

Максимальный подъем уровня воды в заносимом верхнем бьефе ΔZ ,

влияющий на отметки струенаправляющих дамб, определяют по графику, приведенному на рисунке 11.23.

Продолжительность полного промыва занесенного подпертого бьефа рассчитывают по усовершенствованной формуле К. Ф. Артамонова, А. Н. Крошкина, Г. В. Калининского:

$$T = 1,7 K_\phi K W_{доп}^2 / (\sqrt{K_n} h_{гр0}^2 b Q_{пр}), \quad (11.6)$$

где $Q_{пр}$ — промывной расход; K_n — коэффициент неоднородности наносов; K_ϕ — коэффициент формы подводящего русла, для прямолинейного — 1, криволинейного — 2; K — коэффициент, учитывающий влияние на промыве уклона реки и концентрации донных наносов в потоке p ;

$$K = 4 \gamma^{0,22} i^{0,6} / \rho^{0,22}.$$

Объемы смытых отложений в ВБ при частичных промывах гряды наносов рассчитывают с помощью графика, приведенного на рисунке 11.24, где W_i — объемы частично смытых отложений при продолжительности неполного промыва t_i .

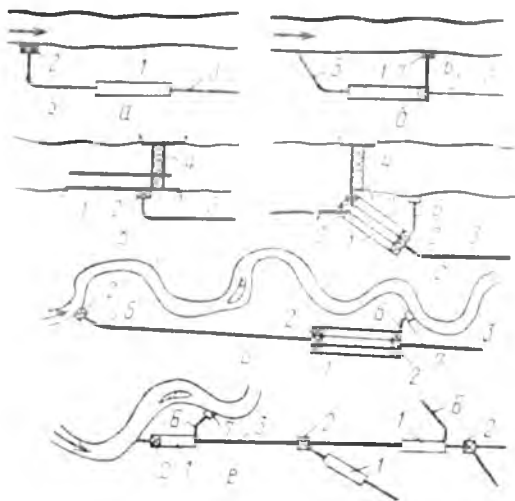


Рис. 12.1. Основные схемы расположения отстойников:

a — головной отстойник на прочном берегу реки; *b* — головной отстойник в условиях легкоразмываемых берегов; *в* — русловой отстойник-карман; *г* — головной отстойник при плотинном водозаборе; *д* — отстойник на магистральном канале; *e* — внутрисистемные отстойники; *1* — отстойник; *2* — регуляторы расхода воды или уронеи; *3* — магистральный канал; *4* — водосброс; *5* — подводящий канал; *6* — канал для отвода пульпы; *7* — устьевое сооружение.

Как правило, это зерна песка крупнее 0,25 мм.

Требования к отстойникам, которые защищают оросительные каналы, определяются транспортирующей способностью этих каналов: нагрузка потока наносами, выносимыми из отстойника, не должна превышать транспортирующую способность канала или системы каналов разного порядка в наихудших, часто повторяющихся условиях их работы.

При осаждении наносов в отстойнике не только уменьшается мутность потока, но и изменяется фракционный состав. При расходах воды в канале менее 1 м³/с транспортирующую способность потока определяют по формуле С. Х. Абальянца:

$$\rho u = 0,018v^3/R, \quad (12.1)$$

где ρu — символ транспортирующей способности потока, $\frac{\text{кг} \cdot \text{м}}{\text{с}} \cdot \frac{1}{\text{м}^3}$; v — средняя по сечению скорость течения потока при нормальном режиме канала, м/с; R — гидравлический радиус канала при этих же условиях, м.

Для расходов воды более 1 м³/с применяют формулу САНИИРИ (А. Н. Гостунский и И. И. Горшков):

$$\rho u = 6420i^{3/2}R^{1/2}(1 - v_0/v)(R/h_{cp})^4 A, \quad (12.2)$$

где i — уклон канала, h_{cp} — средняя глубина,

A — параметр, учитывающий размер и форму канала: при $Q \geq 4 \text{ м}^3/\text{с}$ $A=1$, при $Q=1..4 \text{ м}^3/\text{с}$ $A=0,63Q^{1/3}$. Множитель $(1 - v_0/v)$ устанавливает предел возможного переноса наносов заданной крупности при определенных минимальных скоростях: $v_0 = v_i h_{cp}^{0,2}$. Здесь — скорость, при которой происходит осаждение частиц данной гидравлической крупности u при глубине потока 1 м. По опытным данным найдено, что $v_i = 1,2u^{2/7}$ м/с.

Более простая, но менее точная ($\pm 29\%$) для расходов воды $Q \geq 1 \text{ м}^3/\text{с}$ формула А. Н. Гостунского:

$$\rho u = 3300v^3/(C^3 H), \quad (12.3)$$

где C — коэффициент Шези, м^{1/2}/с.

Для каналов с расходами воды более 20 м³/с эта формула дает лучшие результаты.

Нагрузка потока наносами на выходе из отстойника определяется как сумма нагрузок от отдельных фракций наносов:

$$\rho u = \sum (\rho_i u_i).$$

Донные отложения заиляющихся каналов состоят преимущественно из зерен $d > 0,05$ мм. Этот критерий в первом приближении может быть принят в качестве ориентировочного требования. Желание освободиться от более мелких наносов приводит к значительному увеличению размеров отстойников.

12.1.3. Процесс осаждения наносов в отстойнике

Степень осветления потока в отстойнике выражается отношением нагрузок потока наносами на выходе из отстойника и на входе в него: $(\rho u)_k / (\rho u)_0$. Ее также можно выразить отношением в соответственных створах отстойника мутностей потока ρ_k / ρ_0 . Это определяет наибольшую крупность зерен наносов u_{max} , допускаемых в канал.

Движение воды в отстойнике происходит со скоростями менее 0,15... 0,2 м/с, при которых турбулизирующие возмущения обладают малой энергией. При скоростях менее 0,15... 0,2 м/с они не имеют практического значения. Расчет осаждения наносов в этих условиях выполняют как при ламинарном режиме течения.

Одна из важных характеристик отстойника — его *проточность*, определяемая отношением объема воды в отстойной камере к расходу: $t_0 = W_h / Q_h$, с. Это время, в течение которого вода в

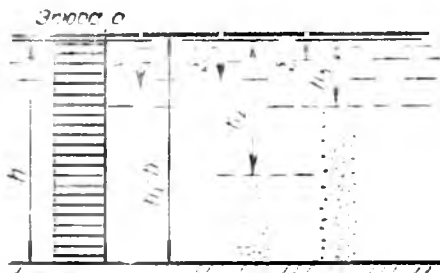


Рис. 12.2. Схема осаждения зерен наносов разной крупности.

камере будет полностью заменена другой. В течение этого времени происходит отстаивание наносов. При проектировании отстойника его обычно определяют из условий необходимого осветления потока.

На рисунке 12.2 приведена схема, поясняющая, что за некоторый отрезок времени отдельные фракции осаждаются полностью. Одновременно более мелкие наносы осаждаются частично. Например, требуется в камере отстойника осадить все наносы крупнее u_1 . Для осаждения этих расчетных зерен требуется время осаждения $t_1 = h/u_1$ (без учета воздействия турбулизирующих возмущений). Зерна наносов мельче u_1 выпадут полностью с глубины $h_2 = u_2 t_1$, $h_3 = u_3 t_1$ и т. д.

Одновременно с движением вниз зерна наносов перемещаются потоком к выходу из отстойника, и траектория их определяется переносной скоростью и гидравлической крупностью. Схемы, приведенные на рисунке 12.3, по осветляющей способности равноценны, так как имеют одинаковый объем воды в камере. Но конструктивно предпочтительнее нижняя схема, так как

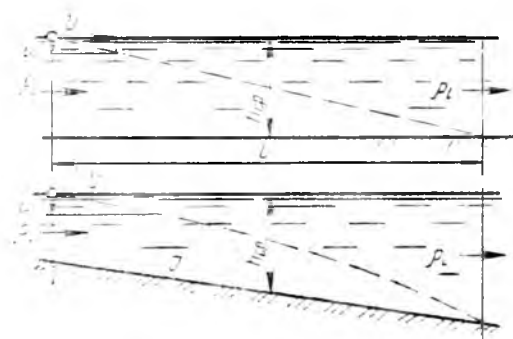


Рис. 12.3. Траектория движения частиц наносов в камере отстойника с одинаковой вместимостью с горизонтальным и наклонным днищем.

уклон дна камеры значительно облегчает промыв наносов. Не смотря на разную форму траекторий движения зерен на этих схемах, длина пути осаждения остается одинаковой. Определение этой длины — одна из основных задач при гидравлическом расчете отстойника.

При расчете делают еще одно допущение: при осаждении зерна наносов не влияют друг на друга; это справедливо при мутностях менее 10 кг/м^3 . Обычно длину камеры отстойника определяют по расчетному наиболее крупному зерну наносов u_{max} , которое можно допустить в канал. Время для осаждения такого зерна $t_0 = h_{\text{cp}}/u_{\text{max}} = W_{\text{к}}/Q_{\text{к}} = lb_{\text{к}}h_{\text{cp}}/Q_{\text{к}}$, откуда следуют основные размеры:

длина пути при осаждении расчетных зерен:

$$l_{\text{max}} = Q_{\text{к}}/b_{\text{к}} u_{\text{max}}; \quad (12.4)$$

средняя глубина камеры:

$$h_{\text{cp}} = u_{\text{max}} (W_{\text{к}}/Q_{\text{к}}). \quad (12.5)$$

Если сделать камеры длиной $L = l_{\text{max}}$, то после небольшого времени осаждения объем ее за счет заилиenia уменьшится и в канал станут поступать наносы с крупностью u_{max} и больше. Отстойник не будет обладать необходимой надежной и длительной задерживающей способностью. Поэтому объем камеры отстойника обычно делают больше на величину допустимого объема заилиenia. Это достигается увеличением длины камеры:

$$L_{\text{к}} = kl_{\text{max}}, \quad (12.6)$$

где $k = 1, 2, \dots, 1, 5$.

Увеличение длины камеры отстойника требуется также и потому, что в приведенных выше расчетах не учтена турбулизация потока, а она в какой-то степени проявляется. Кроме того, излишек наносов (сверх тех, которые в канале турбулентный поток может устойчиво поддерживать), в потоке не выпадает на дно мгновенно, а на это требуется определенное время. Этот процесс отражен в уравнении А. Н. Гостунского (для одной фракции наносов крупностью u_i):

$$\rho_{i,l} = \rho_{\text{тр}} + (\rho_{i,0} - \rho_{\text{тр}}) e^{-u_i l/q}, \quad (12.7)$$

где $\rho_{i,l}$ — мутность расчетной фракции наносов с гидравлической крупностью u_i на расстоянии l от створа, где начинается осаждение; $\rho_{\text{тр}}$ — транспортирующая способность потока (здесь она выражена через мутность) по отно-

12.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

12.1.1. Назначение, размещение и классификация отстойников

Объем ежегодной очистки каналов от наносов в СССР составляет около 200 млн. м³. Для выполнения этих работ требуется огромный парк энергоемких землеройных и транспортных машин. Этот объем можно значительно уменьшить строительством и организацией хорошей работы наносоперехватывающих сооружений.

Отстойники и гравиеловки предназначены для защиты от вредных фракций наносов каналов и проточной части гидромашин (турбин и насосов). В отстойниках может также отставаться шуга при режиме задержания ее перед каналом. Объемы задерживаемых перед каналом наносов, их состав, характеристики каналов, гидромашин и другие условия определяют стратегию борьбы с наносами. Как правило, организуют многоступенчатую борьбу с наносами.

От крупнозернистых наносов освобождаются обычно на гидроузле. Наносы сбрасывают, как правило, в НБ гидроузла.

Однако сосредоточенное освобождение от всех вредных фракций наносов часто бывает нецелесообразным. Полностью очищенная от наносов вода может размывать каналы; деформация каналов и вторичное насыщение воды наносами — нежелательные процессы. Возможен и другой ущерб от переосветления: дно канала будет прогреваться солнцем, зарастать водной растительностью, и пропускная способность канала сократится. Вода горных рек, переосветленная в больших водохранилищах, может вызвать эрозию почв на окружающих полях.

Отстойники (рис. 12.1) бывают головные (в голове магистрального ка-

нала) и внутрисистемные (для защиты от наносов распределительных каналов или их частей). Их применяют при бесплотинном и при плотинном водозаборах. При перепаде уровней в отстойнике и в реке более 1...1,5 м отстойники можно очищать от осевших наносов путем непрерывного или периодического гидравлического промыва. Если перепада нет, то их очищают экскаваторами или земснарядами; в этом случае отстойники представляют собой расширенный и углубленный участок канала.

В зависимости от конструкций и принципов работы отстойники классифицируют по следующим признакам:

- по режиму работы — непрерывного действия и с периодическим промывом;
- по способу удаления осевших наносов — с гидравлической промывкой (прямой и обратной) и с механической очисткой;

- по местоположению — русловые, головные и внутрисистемные;

- по числу камер — однокамерные и многокамерные; однокамерные бывают с обводным каналом и без него;

- по режиму потока в отстойных камерах — с прямолинейным течением и с возбуждением циркуляции.

Защита каналов и гидромашин от наносов достаточно сложна и требует значительных затрат. Приведенное многообразие конструкций и типов отстойников не исчерпывает всех возможных.

12.1.2. Требования к гравиеловкам и отстойникам

Требования к отстойникам зависят от характеристик защищаемого объекта. Для защиты гидротурбин строительство отстойников обязательно при содержании в воде менее 0,5 или 0,2 кг/м³ крупных фракций, которые нельзя допускать в гидромшины [216].

шению к этой же фракции; $\rho_{i,0}$ — мутность исследуемой фракции на входе в отстойник; $q = Q_K/b_K$ удельный расход воды в камере; $e = 2,72$.

Из этого уравнения можно также определить необходимую длину камеры (с учетом поддержания зерен наносов во взвеси турбулизирующими возмущениями). Расчетной гидравлической крупностью в этом случае будет крупность зерен u_{\max} . По условию проектирования в конце отстойника мутность от таких зерен должна быть $\rho_{i,t} = 0$, тогда

$$\rho_{i,t} = \rho_{i,0} e^{-u_{\max} t_{\max}/q}, \quad (12.8)$$

откуда

$$t_{\max} = \frac{\lg(\rho_{i,t}/\rho_{i,0}) \cdot q}{\lg e \cdot u_{\max}}. \quad (12.9)$$

При отношении $\rho_{i,t}/\rho_{i,0} < 0,1$ затухание экспоненты слабое. Для остатка во взвеси расчетной фракции-индикатора в количестве 10% длина камеры с учетом возможного дополнительного взвешивания наносов турбулизирующими возмущениями будет:

$$l_{\max} = 2,3q/u_{\max} = 2,3Q_K/(b_K u_{\max}), \quad (12.10)$$

что примерно в два раза больше, чем в тех случаях, когда турбулизация потока не учитывается.

12.1.4. Изменение мутности и фракционного состава наносов

При осаждении наносов мутность потока изменяется. Поскольку при каких-то условиях осаждаются преимущественно крупные зерна, то изменяется фракционный состав наносов во взвеси и мутность потока. При отсутствии турбулизирующих возмущений часть осевших на дно мелких фракций наносов определяют по времени полного осаждения расчетной крупной фракции наносов. Для этой фракции (см. рис. 12.2) часть осевших наносов $\varepsilon_1 = h_1/h = 1$, а время их осаждения $t_1 = h/u_1$. Часть осевших наносов второй и других мелких фракций может быть найдена из соотношений:

$$\varepsilon_2 = h_2/h_1 = u_2 t_1/(u_1 t_1) = u_2/u_1;$$

$$\varepsilon_3 = u_3/u_1 \text{ и т. д.}$$

Остаток не осевших фракций наносов $\rho_2 = \rho_{0,2}(1 - \varepsilon_2)$; $\rho_3 = \rho_{0,3}(1 - \varepsilon_3)$ и т. д., где $\rho_{0,i}$ — исходная мутность фракций перед началом осаждения. Расчет

удобно вести в табличной форме. По составу наносов (ρ , %) вычисляют мутности каждой фракции ρ_i и нагрузку потока наносами от каждой фракции $\rho_i u_i$. Среднюю гидравлическую крупность фракции можно вычислить по формуле А. Н. Гостунского:

$$u_i = (3u_{\min} + u_{\max})/4,$$

где u_{\min} — гидравлическая крупность наименьших зерен расчетной фракции, а u_{\max} — наибольших.

Приравнять скорость опускания зерна наносов к гидравлической крупности — значит принять вертикальную составляющую скорости потока пренебрежимо малой. При необходимости ее можно учесть, и тогда скорость опускания зерен будет меньше на значение вертикальной составляющей «подъемной» скорости потока. Это одно из малоизученных явлений, но для примера ниже приводится несколько формул.

В. Г. Глушков, А. Н. Гостунский, М. А. Великанов и И. В. Егизаров в разное время получили формулу для вычисления вертикальной составляющей скорости $u_B = \alpha u$, где $\alpha = 0,05... 0,20$. Ю. А. Ибад-заде получил $u_B = 0,152 v$. По С. Ф. Савельеву, $u_B = 0,078 v/H^{0,2}$. А. А. Труфанов дает еще более сложную формулу с учетом коэффициента шероховатости $u_B = 3,13 \nu v/H^{0,2}$.

Обработка бытового состава наносов заканчивается определением расчетной бытовой нагрузки потока наносами на входе в отстойник:

$$(\rho u)_0 = \sum_1^k (\rho u)_{0,i}. \quad (12.11)$$

Среднюю гидравлическую крупность состава наносов вычисляют как $u_0 = (\rho u)_0/\rho_0$.

Далее проводят первый этап вычисления характеристик наносов в предположении полного осаждения в отстойнике самой крупной фракции: $\varepsilon_I = 1$. Доля осевших наносов II и других мелких фракций будет $\varepsilon_{II} = u_{II}/u_I$, $\varepsilon_{III} = u_{III}/u_I$ и т. д. Затем определяют мутности фракций и нагрузку от них $(\rho u)_1$. Доля остатка наносов в потоке $\beta = 1 - \varepsilon$.

На последующих этапах расчета последовательно осаждают оставшуюся в потоке самую крупную фракцию наносов полностью, вычисляя остаток других фракций. В результате вычис-

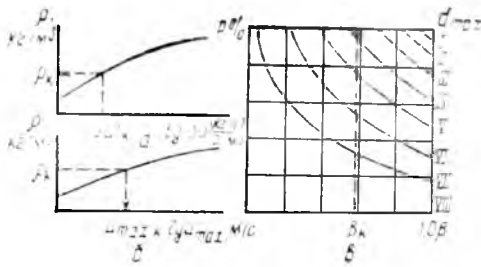


Рис. 12.4. Характеристики наносов при их осаждении в водохранилищах и отстойниках (то есть при изменении мутности потока):

a — нагрузка потока; *b* — наибольшая гидравлическая крупность зерен наносов; *в* — изменение фракционного состава наносов при изменении относительной мутности потока.

лений для каждого этапа осаждения определяют мутность потока ρ , нагрузку потока наносами ρu , наибольшую гидравлическую крупность самых крупных зерен, оставшихся в потоке, u_{\max} , процентный состав наносов $\rho = f(u)$. Эти характеристики позволяют выполнить в дальнейшем все расчеты, связанные с осаждением наносов в водохранилищах и отстойниках, а также с промывом из отстойника осадка. Для наглядности их использования эти характеристики удобно представить в виде графиков (рис. 12.4).

По заданной (вычисленной) транспортирующей способности канала $(\rho u)_k$ с помощью графика на рисунке 12.4, *a* определяют мутность потока на выходе из отстойника (ρ_k), а по ней с помощью графика на рисунке 12.4, *b* — наибольшую гидравлическую крупность наносов во взвеси $u_{\max,k}$, которые необходимы для расчета отстойников. График на рисунке 12.4, *в* позволяет по относительной мутности потока $\beta = \rho/\rho_0$ определить фракционный

состав взвеси; это необходимо также и для вычисления фракционного состава осадка на дне отстойной камеры, подлежащего смыву.

12.2. КОНСТРУКЦИИ ОТСТОЙНИКОВ

12.2.1. Многокамерные отстойники с периодической промывкой

Наиболее надежен многокамерный отстойник с периодической промывкой (рис. 12.5). Он устойчиво обеспечивает необходимое осветление потока, легко настраивается на нормальную работу, имеет возможности для осмотра и ремонта камер и гидромеханического оборудования, поддается автоматизации и телеуправлению. Однако гидравлический самотечный промыв требует перепада уровней до 6...7 м, так как схема использования для промыва гидравлической энергии исключает подтопление.

Ширина отстойника бывает обычно больше подводящего канала, поэтому перед входным порогом устраивают аванкамеру, в которой поток плавно расширяется (с центральным углом не более 40...45°). Расширение должно обеспечивать одинаковые расходы воды в камерах; в необходимых случаях в аванкамере делают отдельные стенки. Расходы воды в камерах можно выравнять также с помощью затворов на выходном пороге.

Число камер определяют при проектировании технико-экономическим сравнением. При промывке одной камеры остальные работают в режиме форсированных расходов, что ухудшает отстой наносов.

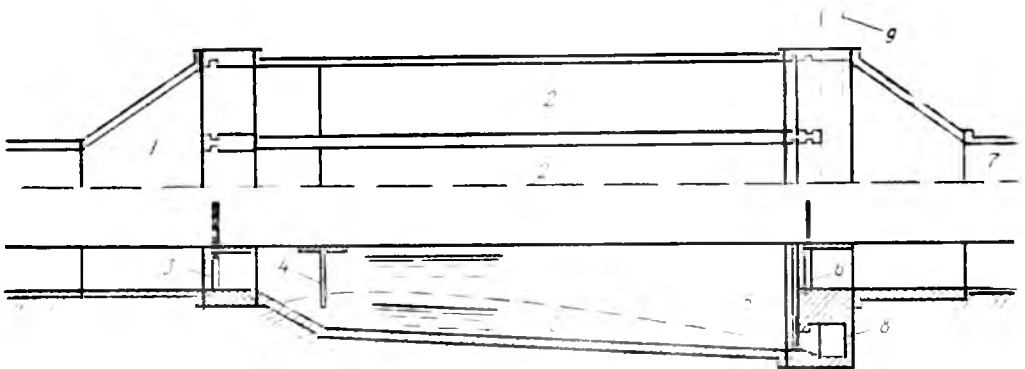


Рис. 12.5. Основные конструкции трёхкамерного отстойника с периодической промывкой:

1 — аванкамера; 2 — отстойные камеры; 3 — пазы затворов на входном пороге; 4 — рассредоточивающая решетка; 5 — пазы затворов промывных галерей; 6 — пазы затворов на выходном пороге; 7 — вход в канал; 8 — сборная галерея; 9 — дульновод (грязевой канал).

Глубину камер нужно делать возможно меньшей (короче путь выпадения песчинок), в средних условиях не более 4...5 м. Ширина камеры из условия необходимого растекания воды не должна быть больше $\frac{1}{3}$ ее длины. Камеры разделяются между собой стенками, которые должны быть устойчивыми и прочными при опорожнении одной из соседних камер.

За затвором следует переходный участок с откосом на дне $m=1,5...2$. В конце его располагают распределительную решетку, закладываемую в пазы на отдельных стенках или подвешиваемую к мостику. Назначение решетки — создать некоторый перепад уровней, в результате чего устраняются сбойные течения. При промыве поток не должен доставать до решеток. В зависимости от необходимой осаждающей способности отстойника скорости течения в камерах принимают в пределах 0,25...0,5 м/с. Они обычно обеспечивают выпадение зерен наносов крупнее 0,25 мм. Для обеспечения выпадения зерен мельче 0,2 мм многокамерный отстойник получается длинным и неэкономичным, так как требует больших площадей. В таких случаях надо прорабатывать отстойники других конструкций.

Уклон дну камеры в пределах 0,005...0,020 придают для обеспечения лучшей промывки ее. Он может быть прямым (как на рис. 12.5) и обратным с расположением сборной галереи под входным порогом и водоводом с промывной водой под выходным. Последний вариант сложнее, но он может быть целесообразным при попадании в отстойник крупных (крупнее 1 мм) зерен наносов; в этом случае их отложения располагаются вблизи промывной галереи и легче смываются.

Отстойные камеры ограничиваются нижним оголовком, который сопрягает глубокую отстойную камеру с каналом. В нижнем оголовке имеются пазы для затворов, перекрывающих вход в каналы в промывные галереи; здесь же размещается сборная галерея, отводящая при промывке камеры пульпу за пределы отстойника. Далее сборная галерея переходит в пульповод (закрытый или открытый), сопрягающийся обычно с нижним бьефом гидроузла.

В режиме отстоя затворы на входе в камеру и выходе из нее открыты. Поток воды в глубокой камере расши-

ряется, уменьшая скорость. Транспортирующая способность потока при этом резко сокращается. За время продвижения потока в камере часть наносов выпадает на ее дно. За выходными затворами поток из камеры сливается с общим потоком из других камер и направляется в канал. При этом в отстойнике осаждают не все наносы, а только лишь часть, которая представляется излишней нагрузкой по сравнению с транспортирующей способностью защищаемых каналов. Обычно бывает достаточно осадить 5...7 % наносов (по массе), включая самые крупные фракции, чтобы нагрузка потока наносами уменьшилась вдвое.

При увеличении объема осевших в камере наносов мутность воды на выходе из нее увеличивается. При достижении предельного объема осевших наносов камеру переводят в режим промыва.

Для этого ее отделяют от общего потока, закрывая входной и выходной затворы. Затем открывают затвор промывной галереи. Камеру опорожняют и осматривают. Далее приоткрывают входной затвор для пропуска промывного расхода воды. Истечение из под щита и уклон дна камеры должны обеспечивать формирование потока со скоростью более 2 м/с, при которых происходит достаточно интенсивное насыщение его наносами (не менее 5...8 % по массе). Далее пульпа (смесь воды и наносов) движется в сборную галерею и по пульповоду в НБ гидроузла или в отведенное для отвала грунта место.

Во время промыва, начиная от входного порога камеры отстойника, поток воды должен двигаться самотеком, без подтопления даже в период высоких уровней в реке. Возможен также вариант самотечного слива пульпы в промежуточные бассейны — зумпфы с дальнейшей перекачкой землесосами по напорным пульповодам.

В отстойных камерах может также осуществляться борьба с шугой (при работе канала зимой). При скоростях течения менее 0,5 м/с кристаллы шуги всплывают и сосредоточиваются в поверхностном слое потока. Если в составе нижней головы сделать шугосброс, то можно «отловить» плывущую шугу и минимальным расходом воды сбросить ее за пределы отстойника.

12.2.2. Однокамерные отстойники

При многих достоинствах многокамерные отстойники — относительно дорогие сооружения, поэтому часто проектируют и строят однокамерные отстойники (рис. 12.6).

Однокамерный отстойник представляет собой расширенный и углубленный канал, в котором формируются малые скорости течения, обеспечивающие заданную степень осветления потока. Различия в конструкциях однокамерных отстойников обусловлены в основном схемами их промывки или очистки. Они бывают с гидравлической самотечной промывкой и с механической очисткой; небольшие по длине отстойники с гидравлической промывкой строят из бетона и железобетона. Большие ирригационные отстойники (длиной несколько сотен метров) делают без облицовки грунта; возможна комбинированная конструкция: отстойную камеру устраивают в грунте, а регулирующие расходы воды затворы размещают в бетонных оголовках на входе и выходе. Периодически промываемые отстойники можно строить с обводным каналом (для обеспечения питания канала водой во время промыва).

При вертикальных стенках камеры компоновка конструкций получается

более простой. При длине камеры более 25...30 м целесообразно трапециевидальное поперечное сечение ее, при котором вместо массивных подпорных стенок необходима только облицовка устойчивых откосов и дна камеры. Возможно также крепление откоса не на всю высоту, а только из условий промыва. Трапециевидальное сечение не ухудшает условий отстоя наносов и в значительной мере улучшает условия промыва на узкой полосе на дне камеры.

При расчете на устойчивость облицовок и откосов необходимо учитывать условия работы их при резком сбросе воды из камер.

12.2.3. Отстойники непрерывного действия

Несмотря на более сложные конструкции, отстойники непрерывного действия имеют ряд преимуществ: непрерывность отстоя и промыва наносов, а также подачи воды в канал; возможность использования для промыва гидравлической энергии потока при перепадах уровней, начиная с 1...1,5 м; более простые условия механизации и телеуправления; отсутствие кратковременных резких нагрузок и перегрузок.

Одним из первых для отстоя пес-

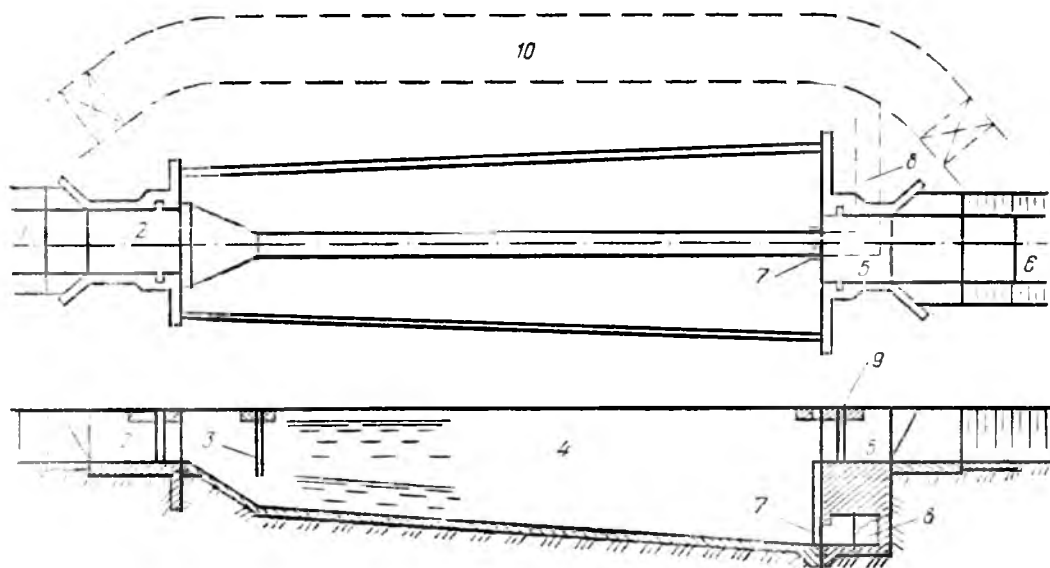


Рис. 12.6. Однокамерный отстойник с периодической промывкой.

1 — подводящий канал; 2 — входной оголовок с затвором; 3 — рассредоточивающая решетка; 4 — отстойная камера (с уровнями в режимах отстоя и промыва наносов); 5 — выходной оголовок; 6 — канал; 7 — затвор сборной галереи; 8 — пульповод; 9 — затвор на выходном пороге; 10 — возможный вариант обводного канала. Служебные мостики на плане не показаны.

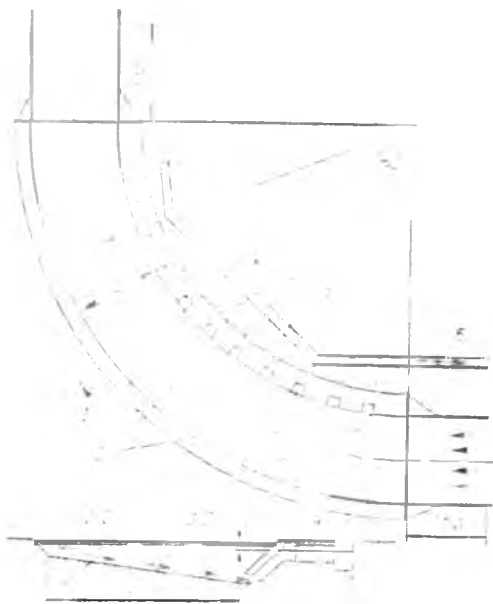


Рис. 12.7. Песколовка-гравиеловка И. К. Никитина:

1 — отстойная циркуляционная камера; 2 — линии донных токов, транспортирующих наносы в поперечном направлении; 3 — отверстия промывников; 4 — затворы для регулирования расхода воды в промывниках; 5 — сборная галерея; 6 — пульповод.

чаных фракций появился отстойник непрерывного действия конструкции Дюфура. Поперечное сечение его в нижней части близко к треугольному. На дне по оси камеры имеется сборная галерея, прикрытая сверху поворотными пластинками. Поворотом пластинок регулируется размер щелей, в которые потоком вовлекаются осевшие наносы. Они необходимы также для регулирования расходов воды и создания одинаковых условий работы галереи на всей длине. На удаление наносов из этого отстойника расходуется около 20 % воды.

Большой недостаток отстойника Дюфура, как и других конструкций с многочисленными, но малыми по размерам щелями или отверстиями, — малая надежность: мусор забивает отверстия, и промыв нарушается.

Хорошо зарекомендовал себя надежной работой отстойник И. К. Никитина. Он предназначен для задержания крупного песка и гравия (до 50 мм) и часто называется песколовкой-гравиеловкой (рис. 12.7, табл. 12.1). Отстойник состоит из криволинейной отстойной камеры сложного поперечного сечения, промывников с затворами на входе и сборного канала

или галереи, которая переходит в пульповод (открытый или закрытый). Дно камеры по длине уклона не имеет. Промывной расход его составляет в половодье до 15 %, в межень 10...5 %, то есть он значительно экономичнее отстойника конструкции Дюфура.

12.1. Конструктивные данные песколовки-гравиеловки И. К. Никитина

Показатели	Песколовка	Гравиеловка
Поперечный уклон дна	0,075	0,10...0,12
Средняя глубина воды в камере	0,07 <i>b</i>	(0,10...0,13) <i>b</i>
Относительная глубина H/b	0,15	0,10
Необходимый перепад на входе в промывник Δz м	0,25	0,45
Число промывников	10...12	6...8

Отстойник И. К. Никитина в некоторых случаях может работать и по схеме периодического промыва (не допуская значительного объема отложений), и тогда расход воды на промыв снижается до 1...2 %. Работа его основана на возникновении поперечной циркуляции потока в криволинейном русле. Оседающие или влекаемые по дну зерна наносов донными токами с поперечной составляющей скорости выносятся к выпуклому откосу, то есть к промывникам. Придание поперечного уклона в значительной мере усиливает эффект поперечной циркуляции и облегчает движение наносов в состоянии влечения. Длину отстойника И. К. Никитина определяют так же, как прямолинейных камер. Запас в длине здесь необходим для развития процесса поперечной циркуляции на начальном участке.

Отстойник непрерывного действия Д. Я. Соколова предназначен для задержания песчаных и мелкопесчаных фракций (рис. 12.8). Он состоит из прямолинейных камер, разделенных стенками, в которых имеются вертикальные каналы. Вход в них сделан у дна камеры (поочередно с одной и другой граней отдельной стенки, сечение $I—I$). Выход соединен с продольным лотком, который расположен на стенке. Лоток имеет продольный уклон, и расход воды в нем регулируется затвором в выходном сечении.

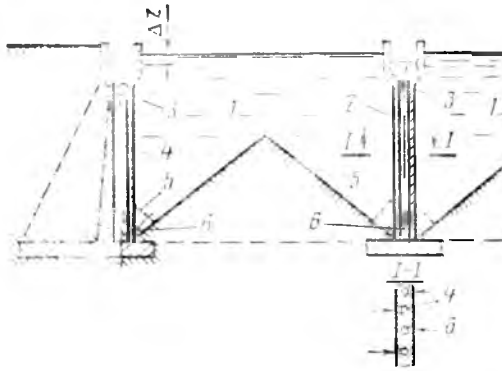


Рис 12.8. Схема отстойника Д. Я. Соколова: 1 — отстойные камеры; 2 — разделительная стенка; 3 — устройства для регулирования расхода; 4 — наносотводные каналы; 5 — решетки для задержания мусора; 6 — входы в каналы.

Дно камеры выполнено из двух наклонных плоскостей (из бетона, асфальта или связного грунта), по которым осевшие наносы сползают к входным отверстиям (наклон $40..45^\circ$). Особенность работы отстойника состоит в том, что в смежных камерах нет перепада уровней, потому разделительные стенки на боковое давление воды не рассчитывают.

Работает отстойник с использованием гидроэнергии, определяемой перепадом уровней Δz в камере и в сборном лотке. Под влиянием этого перепада в каждом канале возникает движение воды из придонных слоев отстойной камеры (с захватом сползающих наносов) в лоток, а по лотку — в пульповод до места сброса наносов. При этом скорость движения воды в канале должна превышать гидравлическую крупность транспортируемых зерен наносов. Учитывая, что концентрация наносов в каналах значительна и проявля-

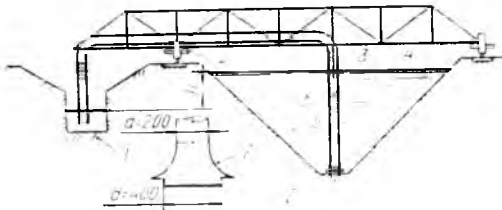


Рис. 12.9. Отстойник с гидромеханической очисткой камеры подвижным сифоном конструкции Ф. С. Салахова.

1 — лотковый пульповод; 2 — опорные устройства с катками на рельсовом ходу; 3 — сифон из металлической трубы с гибкой вставкой; 4 — подвижный мост; 5 — отстойная камера; 6 — возможное положение ножей-скребков для улучшения перемещения осевших на откосы наносов к сосуну сифона; 7 — всасывающий наконечник. (Размеры в мм)

ется не гидравлическая крупность одиночного зерна, а гидравлическая крупность групп взаимно влияющих друг на друга зерен или агрегатов из зерен, вертикальная скорость потока должна превышать гидравлическую крупность наиболее крупных зерен (диаметром обычно не более 1 мм) в 3...4 раза и более.

Расход воды на промывку камер отстойника Д. Я. Соколова доходит до 35...40 % расхода воды на входе в камеры, что во многих случаях не может быть помехой для применения, так как этот отстойник может работать при малых перепадах уровней в бьефах.

На случай аварийной забивки наносами входов в каналы следует предусмотреть возможность промывки обратным током воды из лотков в камеры путем снижения уровней воды в камерах.

В отстойнике Д. Я. Соколова можно освобождать от наносов потоки со значительными расходами воды.

При расходах воды до $8..10 \text{ м}^3/\text{с}$ можно в проекте разработать отстойник с механической очисткой конструкции Ф. С. Салахова. Он может быть непрерывного и циклического действия (с небольшим объемом аккумуляции наносов). Это отстойник однокамерный с треугольной формой поперечного сечения (рис. 12.9). Как и в других конструкциях, малые скорости течения обеспечивают отстой крупных фракций наносов и выпадения их на крутые откосы. При наклоне их под углом $40..45^\circ$ отложения сползают в наиболее пониженную часть камеры.

Отложения из камеры удаляются с помощью подвижного сифона, который монтируется на подвижном мосту. Тележки моста перемещаются по рельсам, уложенным по длине отстойника. По пульповоду осевшие наносы отводятся в место сброса их. При плохом сползании осевших наносов с откосов или опасности накопления их и обрушения глыбами (что может завалить или повредить сифон) на подвижном мосту монтируют подвижные щиты, которые перемещают наносы к сифону, не допуская скопления значительных масс отложений.

12.2.4. Грунтовые отстойники с механической очисткой

Бетонные или железобетонные камеры отстойника промывают потоком с

большими скоростями. Если камеры получаются длинными (более 100 м), то имеет смысл выполнить отстойник в земляном русле. Осадок из таких отстойников удаляют механизмами. Конструктивно такой отстойник представляет собой расширенный и углубленный участок магистрального канала в земляном русле длиной до 1 км и более. Такие отстойники устроены в низовьях р. Амударьи.

Наиболее удобна очистка отстойников земснарядами.

После ориентировочного определения габаритов отстойника, выбора типа земснарядов и их числа размеры отстойника корректируют из условия удобства работы выбранной конструкции земснаряда и технологической схемы очистки.

На простейших грунтовых отстойниках нет никаких регулирующих устройств и конструкций. Регулирование степени осветления потока в процессе эксплуатации осуществляется только объемом отстойника, то есть интенсивностью очистки его от осадка.

12.3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОТСТОЙНИКОВ

12.3.1. Общие рекомендации при проектировании отстойников

При проектировании отстойников необходимо иметь исходные данные об уровнях в реке или канале (куда будет присоединяться отстойник), расходах воды, мутностях потока и фракционном составе наносов, требованиях к отстойнику в отношении необходимого осветления потока и режима промывок, данные о шуге.

Строительство отстойника не обязательно при мутности водотока менее $0,5 \text{ кг/м}^3$, в конкретных случаях необходимость отстойника может быть обоснована технико-экономическими расчетами.

Расход воды в одной камере отстойника принимают $5...10 \text{ м}^3/\text{с}$, промывной расход — $0,5...1$ рабочего расхода воды в камере (по ВСН-II-15—77—0,8...1,5).

Скорость движения потока в камере назначают в пределах $0,2...0,5 \text{ м/с}$, для отстоя шуги (при зимней эксплуатации) — менее $0,5 \text{ м/с}$. Наименьшее число камер отстойника — $2...3$.

Относительную глубину воды в ка-

мере $H_{\text{ср}}/B$ (где B — ширина камеры) принимают в пределах $0,4...0,6$. Глубину воды в камере надо назначать возможно меньшей (обычно в пределах $3...5 \text{ м}$); чем меньше глубина, тем быстрее осаждаются наносы, но это приводит к увеличению ширины камеры, ухудшению ее промыва, а также требует площадку большей ширины, что не всегда осуществимо.

Из условий необходимого растекания потока по всему сечению камеры ширина ее должна быть не более 35% длины. Для улучшения растекания на входе устанавливают решетку. Длину камер определяют расчетом по формулам, приведенным в 12.1.3.

Заиление камеры допускается на $25...30\%$ средней глубины (то же и по объему). Объемную плотность отложений γ_n можно определять в зависимости от их фракционного состава по Г. А. Петуховой (обычно она находится в пределах $1,2...1,5 \text{ т/м}^3$).

Скорость потока при промыве принимают более 2 м/с . Промывку камер в хороших отстойниках проводят не более двух раз в сутки, но и не реже одного раза за $2...3$ сут (во время хода наносов). Длительность промывок — не более $0,5 \text{ ч}$ (с маневрированием затворами — не более 1 ч). Глубина потока при промыве (расчетная глубина по формулам равномерного режима) — $10...30\%$ глубины при отстое. Уклон дна для обеспечения смыва наносов определяют по формуле Шези (коэффициент шероховатости для бетона $n=0,016...0,017$, с учетом отложения гравия — до $0,025$). Его можно назначить ориентировочно равным $I=0,005...0,02$.

Эти рекомендации позволяют предварительно определить основные параметры отстойника. Далее проводят расчеты и оценку, а если нужно, то и корректировку параметров.

Осветление потока в камере отстойника с известными размерами можно найти по формулам предыдущего параграфа; при этом индикатором процесса является наибольшая крупность зерен, доносимых потоком до конца отстойника, — u_{max} .

$$u_{\text{max}} = Q_R / (b_R L_R). \quad (12.12)$$

Учет турбулентности или сбойности течения приведет к увеличению u_{max} .

По найденному значению u_{max} с помощью графиков на рисунке 12.4 лег-

ко определить мутность потока на выходе из отстойника (в начальный момент его работы) ρ_k , нагрузку потока наносами $\rho u'$, а также относительную мутность β_k и фракционный состав наносов во взвеси, то есть поступающих в канал.

Осветление, или часть выпавших наносов в отстойнике, определяют следующим образом:

$$\varepsilon' = 1 - \beta_k = (\rho_0 - \rho_k) / \rho_0. \quad (12.13)$$

По мере заиления камеры объем ее уменьшается, скорость течения потока увеличивается, а осветляющая способность его также сокращается. Процесс заиления камеры приводит к увеличению мутности воды в канале и к укрупнению фракционного состава наносов; это отражается формулой:

$$\rho_k = \rho'_k + \varepsilon' \rho_0 (V/W_k), \quad (12.14)$$

где V — объем заиления камеры вместимостью W_k .

При достижении мутности предельно допустимого значения $\rho_{\text{доп}}$ камера должна промываться. В противном случае нагрузка потока в канале будет больше его транспортирующей способности и он начнет заиляться.

12.3.2. Определение времени заиления камеры

Допустимый объем заиления камеры можно определить из формулы (12.14):

$$V_{\text{доп}} = W_k \frac{\rho_{\text{доп}} - \rho_k}{\rho_0 - \rho_k}. \quad (12.15)$$

Время (ч), в течение которого происходит накопление наносов объемом $V_{\text{доп}}$, находят по зависимости:

$$t = E \frac{\lg(1 - V_{\text{доп}}/W_k)}{\lg e}, \quad (12.16)$$

где характеристика заиляемости камеры E (ч)

$$E = \gamma_n W_k / \varepsilon' G, \quad (12.17)$$

где G — часовой сток наносов на входе в камеру отстойника ($G = 3,6 Q_k \rho_0$, т/ч), γ_n — объемная плотность отложений в отстойнике.

12.3.3. Расчет промыва камеры от наносов

Во время промыва поток имеет значительную скорость течения и вовлекает в движение осевшие зерна нано-

сов. Насыщаясь ими и превращаясь в пульпу, он входит в промывное отверстие, в сборную галерею и далее в пульповод. Надежность промыва гарантируется достаточной по величине принятой скоростью течения промывного потока $v_{\text{пр}}$. Площадь поперечного сечения потока $\omega_{\text{пр}} = Q_{\text{пр}} / v_{\text{пр}}$, глубина его $H_{\text{пр}} = \omega_{\text{пр}} / B_k$. По известным формулам вычисляют смоченный периметр, гидравлический радиус и коэффициент Шези. Уклон дна камеры, который обеспечит заданную скорость промывного потока, $I_k = v_{\text{пр}}^2 / C^2 R$.

Далее расчет ведут для определения времени промыва. Насыщение потока наносами при смыве их из камеры зависит от крупности, которую можно определить по данным о фракционном составе наносов, прошедших в канал.

Осредненный фракционный состав наносов, оставшихся во взвеси, определяют по относительным мутностям потока на выходе из отстойника $\beta' = \rho' / \rho_0$ и $\beta_{\text{доп}} = \rho_{\text{доп}} / \rho_0$ с помощью графика на рисунке 12.4 (линейной интерполяцией). Расчеты удобно вести в табличном виде.

Если средняя крупность осадка равна примерно 0,32 мм, то процент содержания наносов в пульпе по массе можно определить по формуле Б. М. Шкундина:

$$\rho = 0,107 (0,20/H_{\text{пр}})^2 (v_{\text{пр}}/0,35 - 1)^3. \quad (12.18)$$

Предлагалась и более общая формула:

$$\rho = (v_{\text{пр}}/u_{75})^4 (d_{75}/H_{\text{пр}})^2, \quad (12.19)$$

где d_{75} — диаметр зерен осадка, менее которого содержится 75 %; u_{75} — соответствующая этому диаметру гидравлическая крупность.

В хорошо запроектированном отстойнике в пульпе содержится до 8 % по массе наносов, на удаление 1 м³ отложений тратится до 75 м³ воды.

Время промыва (с) определяют по формуле:

$$t_{\text{пр}} = V \gamma_n \cdot 100 / Q_{\text{пр}} \rho, \quad (12.20)$$

где V — объем осадка, подлежащего смыву; γ_n — его объемная плотность.

12.3.4. Расчет пульповода

От отстойника пульпу отводят обычно безнапорными лотками прямоугольного сечения. Их размеры должны

обеспечивать транспортирование пульпы без осаждения наносов. Для определения необходимой скорости пульпы в лотке (м/с) рекомендуется формула Г. Н. Роера:

$$v = A \left[\frac{m+2}{m} (\gamma_n - 1) u_{cp} \right]^{0,326} R^{0,473}, \quad (12.21)$$

где γ_n — объемная плотность пульпы (плотность минералов песка — 2,65 т/м³); u_{cp} — средняя гидравлическая крупность зерен осадка; $m = b/h$ — отношение ширины лотка к глубине его наполнения; A — параметр, зависящий от абсолютной шероховатости лотка Δ : при $\Delta = 0,0010$ м параметр $A = 39,3$, при $\Delta = 0,005$ м $A = 29,8$.

Уклон лотка должен обеспечить скорость более полученной по формуле Г. Н. Роера.

После завершения расчетов и составления эскизного компоновочного чертежа следует вычертить продольный профиль потока в режиме промыва от входа в отстойную камеру до места сброса пульпы и убедиться, что нигде не будет подтопления. При этом следует учитывать, что при больших скоростях на поворотах галерей и пульповода будут местные потери напора в пределах 0,05...0,15 м.

12.4. ГРАВИЕЛОВКИ

Устройства или сооружения для задержания крупнозернистых наносов (преимущественно гравия) называют гравиеловками.

Класс гравиеловок, как и отстойников, принимают равным классу комплекса, в составе которого их устраивают (канал, гидроузел). Гравиеловки предназначены для защиты канала от наносов: гравия и мелкой гальки; от более крупных зерен наносов освобождаются в русле реки.

Конструкции гравиеловок используют различные принципы борьбы с наносами: механическое задержание (решетчатые конструкции, высокие пороги), местные поперечные течения (донные пороги, уступы, галереи), общее поперечное течение (поперечная циркуляция на криволинейных участках, перекосом поверхности потока).

Зазоры (просветы) между стержнями наносозадерживающих решеток делают несколько меньше размера задерживаемого камня, гравия или гальки. Площадь решеток принимают в 3...5 раз большей площади поперечного се-

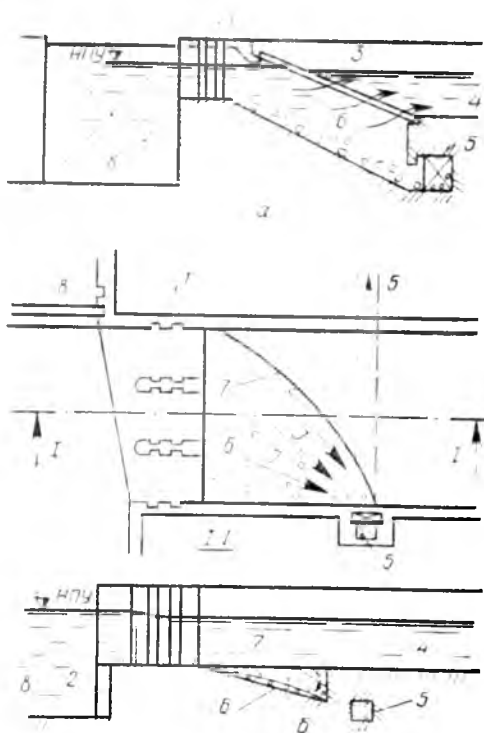


Рис. 12.10. Гравиеловки:

a — решетчатая конструкция; *b* — криволинейный порог; *1* — пазы затворов водозаборного шлюза; *2* — входной порог; *3* — звенья решетки; *4* — начало канала; *5* — промывник; *6* — скат; *7* — порог гравиеловки; *8* — отверстие промывного шлюза.

чения потока, чтобы скорости на решетке были по возможности существенно малы. Это необходимо также из соображений забивки части решетки мусором и гравием. Наносозадерживающие решетки — главный элемент решетчатых гравиеловок, поэтому за ними нужен надлежащий надзор и уход. Решетки делают прочными и из отдельных заменяемых секций.

На рисунке 12.10, *a* приведена конструкция гравиеловки с потолочной решеткой. В пределах гравиеловки из-за прямого уклона дна поток расширяется и уменьшает скорость течения. Наносы, которые пройдут высокий входной порог, выпадают в придонные слои и далее, скатываясь по дну, попадают в промывник. Отдельные камни турбулизирующими возмущениями могут быть подброшены вверх, но такое движение их ограничено решеткой и они будут выпадать в придонную область.

Потолочные решетки имеют свойство самоочищаться (от наносов, но не от мусора), потому более целесообразны, чем конструкции с вертикальными и тем более донными решетками.

Раздел 13. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ И КОНСТРУКЦИИ

13.1. СУДОХОДНЫЕ ПУТИ И СООРУЖЕНИЯ

13.1.1. Водные пути

В ряде районов нашей страны водные пути являются единственными транспортными магистралями, огромная роль для сплава срубленного леса.

Речной флот и лесосплав — смежные отрасли народного хозяйства. Для судоходства часто используют крупные мелиоративные каналы (например, Каракумский); одновременно судоходные каналы используют для орошения (например, Волго-Донской) или водоснабжения (канал им. Москвы). Реки и каналы, используемые комплексно, должны отвечать требованиям отраслей — участников водохозяйственного комплекса.

Внутренние водные пути подразделяются на *естественные* (реки, озера) и *искусственные* (каналы, шлюзованные реки, водохранилища).

Судоходные каналы бывают *соединительные* (межбассейновые соединения: Волго-Балт, Волго-Дон и др.) *подходные* (тупиковые для подхода к объектам) и *обходные* (например, в обход Ладожского озера).

По транспортному значению внутренние водные пути делятся (табл. 13.1) на четыре категории [15, 104].

Под судовым ходом понимается непрерывная полоса в реке или в кана-

13.1. Категория транспортных путей

ле, на которой глубина и ширина находятся в пределах гарантированных.

При дноуглубительных работах и проектировании водных путей выделяют *наивысший* и *наинизший* судоходные уровни, определяющиеся расходами воды. При недостаточных глубинах (обычно на речных перекатах) проводят дноуглубительные работы, которые целесообразно сопровождать регуляционными. Известно, что длительные землечерпательные работы на нескольких перекатах приводят к снижению уровней воды в реке и повторному уменьшению глубин. В некоторых случаях заданная глубина судового хода обеспечивается подпором уровней в реке с помощью гидроузлов (шлюзование рек) или попусками воды из водохранилищ.

Велика роль рек как лесосплавных путей. Различают сплав леса россыпью (молевой сплав) и в плотках. Сплав россыпью приводит к потере значительной части заготовленного леса к засорению русел рек, загрязнению воды, к потере огромных площадей нерестилищ и мест обитания рыбы. Поэтому на большинстве рек молевой сплав запрещен.

13.1.2. Конструкции и габариты судоходных каналов

Часто каналы могут быть комплексного назначения. Для нормального су-

Внутренние водные пути	Класс основных сооружений	Категория водных путей	Глубина судового хода, м	
			наименьшая гарантированная	используемая флотом в среднем за навигацию
Сверхмагистральные	II	I	>2	>3
Магистральные и местного значения	III	II и III	0,6...2,6	1...3
Местного значения на малых реках	IV	IV	0,45...0,8	<1

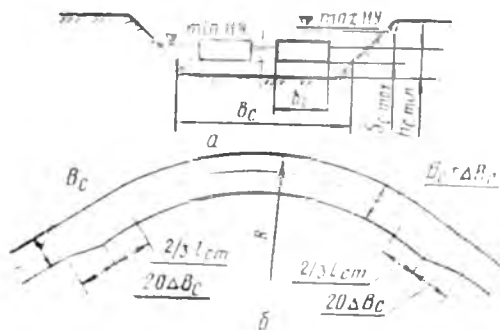


Рис. 13.1. Основные элементы судоходного канала:

a — поперечное сечение с размещением корпусов двух судов; *b* — уширение криволинейного участка канала в плане.

доходства они должны отвечать требованиям [15, 104].

Судоходные каналы делают трапециевидального или полигонального сечений. Они питаются проточной водой из рек и озер, грунтовыми водами, если ложе канала врезано ниже их уровня.

При проектировании судоходного канала габариты его определяются размерами судов (с учетом перспективы) или сцепок, а также допусками, которые зависят от категории водных путей.

При предварительных расчетах минимальная судоходная глубина $h_{с\text{min}} = 1,3 S_{с\text{max}}$, где $S_{с\text{max}}$ — наибольшая осадка судна на ходу. Во время движения осадка судна больше (продольный наклон корпуса — дифферент), чем в состоянии покоя.

Другой важный параметр водного пути — ширина судового хода B_c (рис. 13.1) — ширина канала на прямолинейном участке на уровне расчетной осадки судна $S_{с\text{max}}$. Она должна быть не менее 2,6 габаритной ширины судна при двустороннем движении и 1,5 той же ширины при одностороннем движении.

У судоходных каналов регламентирована также и площадь поперечного водного сечения. Отношение ее к площади миделевого сечения n должно быть не менее: для путей I категории — 4, II категории — 3,5, III и IV категорий — 3. Площадь миделя — это наибольшая площадь поперечного сечения расчетного судна (ниже уровня воды) при нормальной его загрузке. При уменьшении отношения указанных выше площадей возрастают энергетические затраты на движение судов.

На рисунке 13.1 изображены минимальные границы судового хода на повороте канала. Радиус поворота должен быть $R \geq 3 l_{с\text{т}}$, где $l_{с\text{т}}$ — длина расчетного судна или жестко счаленного состава судов (барж); для прохода буксируемых гибко счаленных судов $R \geq 5 l_c$, где l_c — длина наибольшего несамостоятельного судна.

Размер уширения судового хода на повороте $\Delta B_c = 2 \times 0,35 l_{с\text{т}} / R$, остальные габариты показаны на рисунке 13.1.

Имеются ограничения и по скоростям течения воды: для водных путей I и II категорий — 0,7 м/с при $n=4$ и 2,5 м/с при $n \geq 10$; для III и IV категорий — 0,5 м/с при $n=4$ и 2 м/с при $n \geq 10$. В пределах судового хода при наименьшем судоходном уровне поперечная составляющая скорости не должна превышать 0,25 м/с.

При движении суда (особенно скоростные) возбуждают волны, часто большой высоты. Для придания устойчивости откосам их либо защищают одеждами (бетон, железобетон, камень и т.д.), либо канал в пределах уровня волнобоя расширяют, а откосы уполаживают. Вариант крепления выбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов.

13.1.3. Назначение и конструкция судоходных шлюзов

Судоходные шлюзы служат для вертикального транспортирования (подъема или спуска) судов и плотов у гидроузлов на реках или сооружений с перепадом уровней на каналах. На рисунке 13.2 изображена схема судоходного однокамерного одноступенчатого шлюза и конструкции его верхней и нижней голов. Основные элементы шлюза: подходные конструкции, верхняя и нижняя головы со шлюзовыми воротами и водоводами для наполнения и опорожнения, шлюзовая камера. Суда, заходя в камеру, швартуются за подвижные рамы, так как при наполнении и опорожении камеры в ней наблюдается течение.

В зависимости от грузооборота размеры камеры шлюза принимают по габаритам одного расчетного судна или группы судов, устанавливаемых в одну или две колонны. При очень большом грузообороте строят параллельные нитки шлюзов. В зависимости от

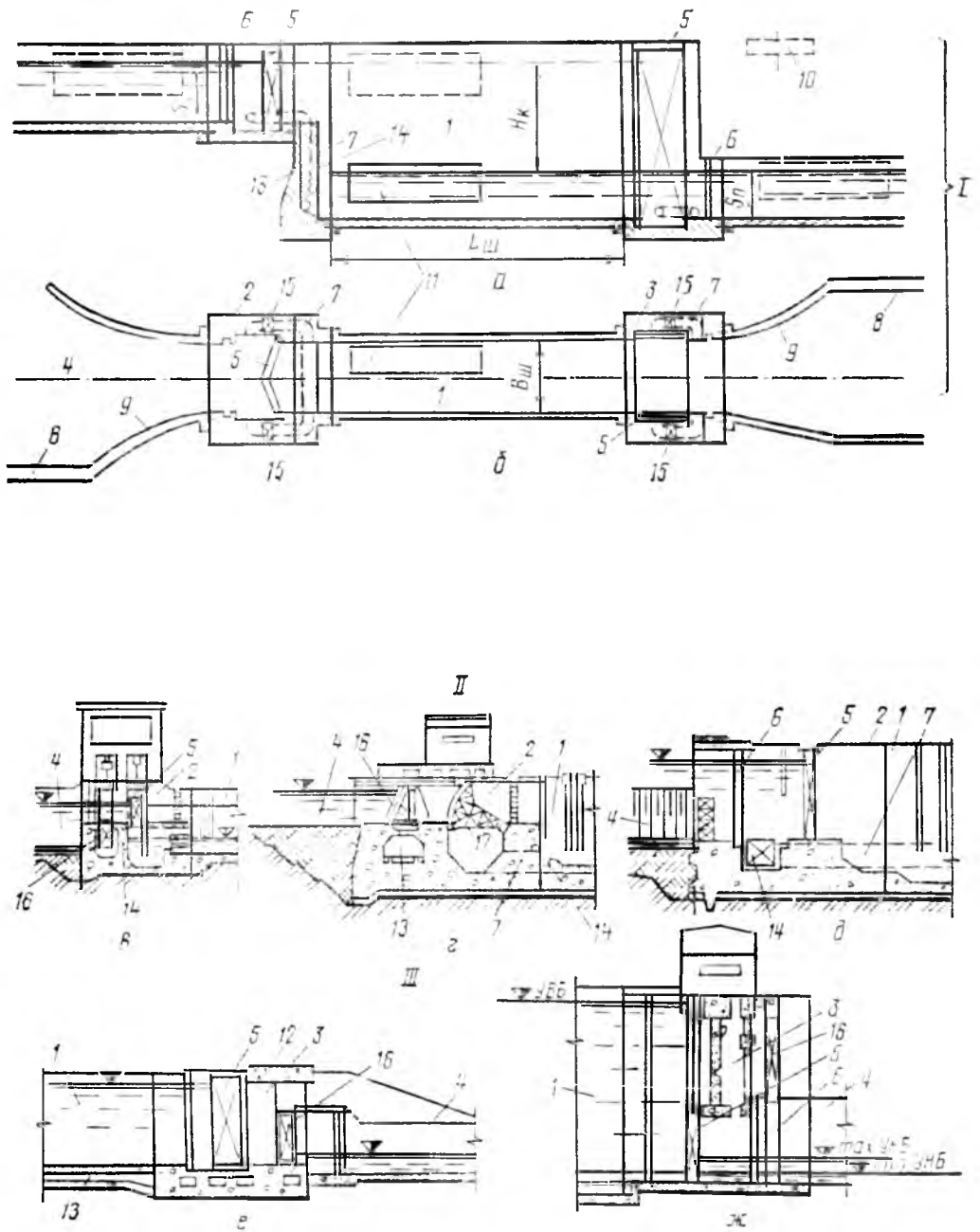


Рис. 13.2. Схема судоходного шлюза (I) и конструкции его верхней (II) и нижней (III) голов:
a — продольный разрез; *б* — план; *в* — верхняя голова с головным наполнением; *г* — то же, с сегментным подъемно-опускным основным затвором; *д* — то же, с водопроводными галереями в стенках камеры; *е* — нижняя голова с двустворчатыми воротами и верхней распоркой-затяжкой между устоями; *ж* — то же, большого напора с подъемными воротами; 1 — шлюзовая камера; 2 и 3 — верхняя и нижняя головы шлюза; 4 — подходные каналы; 5 — ворота; 6 — пазы для ремонтных затворов; 7 — водопроводные галереи; 8 — причальные стенки; 9 — направляющие палы; 10 — возможное положение моста; 11 — шлюзующее судно; 12 — распорка-затяжка (мост); 13 — галерея; 14 — стенка падения; 15 — затвор водопроводной галереи; 16 — ремонтный затвор; 17 — сегментный подъемно-опускной затвор; H_k — напор на камеру; S_{II} — глубина на пороге (на коле).

преодолеваемого перепада между бьефами шлюзы могут быть одноступенчатыми или многоступенчатыми. Полезную длину камеры определяют по формуле:

$$L_{\text{ш}} = \sum_1^i l_{\text{ст}} + (k \pm 1) \Delta l, \quad (13.1)$$

где $\Sigma l_{\text{ст}}$ — сумма длин расчетных судов, составов или плотов, устанавливаемых при шлюзовании в кильватер; k — число одновременно шлюзующихся судов; Δl — запас в длине на интервалы между судами и конструкциями шлюза, м.

$$\Delta l = 1 + 0,015 l_{\text{ст}}. \quad (13.2)$$

Ширина камеры должна быть не менее:

$$B_{\text{ш}} = \Sigma B_{\text{ст}} + 2\Delta b, \quad (13.3)$$

где $\Sigma B_{\text{ст}}$ — сумма ширин одновременно шлюзующихся (рядом стоящих) судов и составов (с расчетной шириной); Δb — запас по ширине камеры, его принимают в шлюзах на внутренних водных путях шириной до 10 м не менее 0,2 м, шириной 10...18 м — 0,4 м, шириной более 18 м — 0,5 м.

Глубина на пороге определяется от наимизшего расчетного судоходного уровня и должна быть не менее:

$$S_{\text{п}} = (1,2, \dots, 1,25) F_{\text{с макс}}, \quad (13.4)$$

где $S_{\text{с макс}}$ — наибольшая осадка расчетного судна (с грузом).

Вычисленные размеры округляют в сторону увеличения до регламентированных значений. В СССР размеры шлюзов $L_{\text{ш}} \times B_{\text{ш}} \times S_{\text{п}}$ принимают от $35 \times 6 \times 1$ до $290 \times 30 \times 5,5$ м.

В месте расположения шлюза судоходная трасса должна иметь прямой участок, включающий шлюз с его головами 2 и 3, причальные стенки 8, направляющие палы 9 (рис. 13.2).

Для однокамерного шлюза обычно $L_{\text{пр}} = (4 \dots 5) L_{\text{ш}}$ [24, 57].

В пределах голов шлюза размещается механическое оборудование.

Ворота служат затворами, воспринимающими давление воды между бьефами. Они состоят из двух створок, вращающихся в шкафной части головы вокруг вертикальной оси; имеются и другие конструкции затворов в головах шлюзов. Ворота открываются и закрываются только при выровненных уровнях перед и за воротами.

В головах имеются пазы для перекрытия отверстий шлюза сверху и снизу ремонтными затворами.

Системы наполнения и опорожнения камеры приведены на рисунках

13.2 и 13.3, ж—к. Время наполнения и опорожнения (мин) приближенно определяют по формуле:

$$t_{\text{н,о}} = k \sqrt{H_{\text{к}} B_{\text{ш}} L_{\text{ш}}}. \quad (13.5)$$

Для шлюзов с *сосредоточенной* системой питания (рис. 13.2, а—г, ж, 13.3, з) $k=0,27$, с *распределительной* (рис. 13.2, в, е, 13.3, ж, и, к) системой $k=0,19$.

В конструктивном отношении головы судоходных шлюзов представляют собой неразрезные пространственные сильноармированные железобетонные конструкции, состоящие из фундаментной плиты и боковых устоев. Фундаментная плита обычно жестко связана с устоями.

Конструкции верхних голов зависят от системы питания (см. 13.1.4) шлюзов и типов основных и ремонтных затворов (рис. 13.2, II). Если питание безгалерейное, то используют подъемно-опускные плоские и сегментные затворы (рис. 13.2, в, г). Схема верхней головы с галереями в устоях приведена на рисунке 13.2, а, б, д. Уменьшение длины голов достигается применением плоских основных и ремонтных затворов. Обычно их применяют на верхних головах. Нижние головы подвержены весьма большим колебаниям уровней воды (рис. 13.2, е, ж), и из-за этого их затворы обычно выполняют либо в виде высоких двустворчатых ворот (малые и средние напоры), либо в виде подъемно-опускных ворот (напоры более 30 м). Статические условия работы нижних голов при больших напорах можно облегчить устройством распорок-затяжек между устоями (рис. 13, е); в этом случае голова работает как замкнутая рама.

13.1.4. Камеры и системы питания судоходных шлюзов

Конструкции камер зависят от геологического строения их оснований. Преимущественно распространены камеры из бетона и железобетона (рис. 13.3). Камеры шлюзов принято классифицировать по типам стен, днищ и обратных насыпок.

По типу стен различают откосные (рис. 13.3, а) и вертикальные (рис. 13.3, б...ж) шлюзовые камеры. Откосные в основном применяют в малонапорных гидроузлах с разборными судоходными плотинами. Их недостаток —

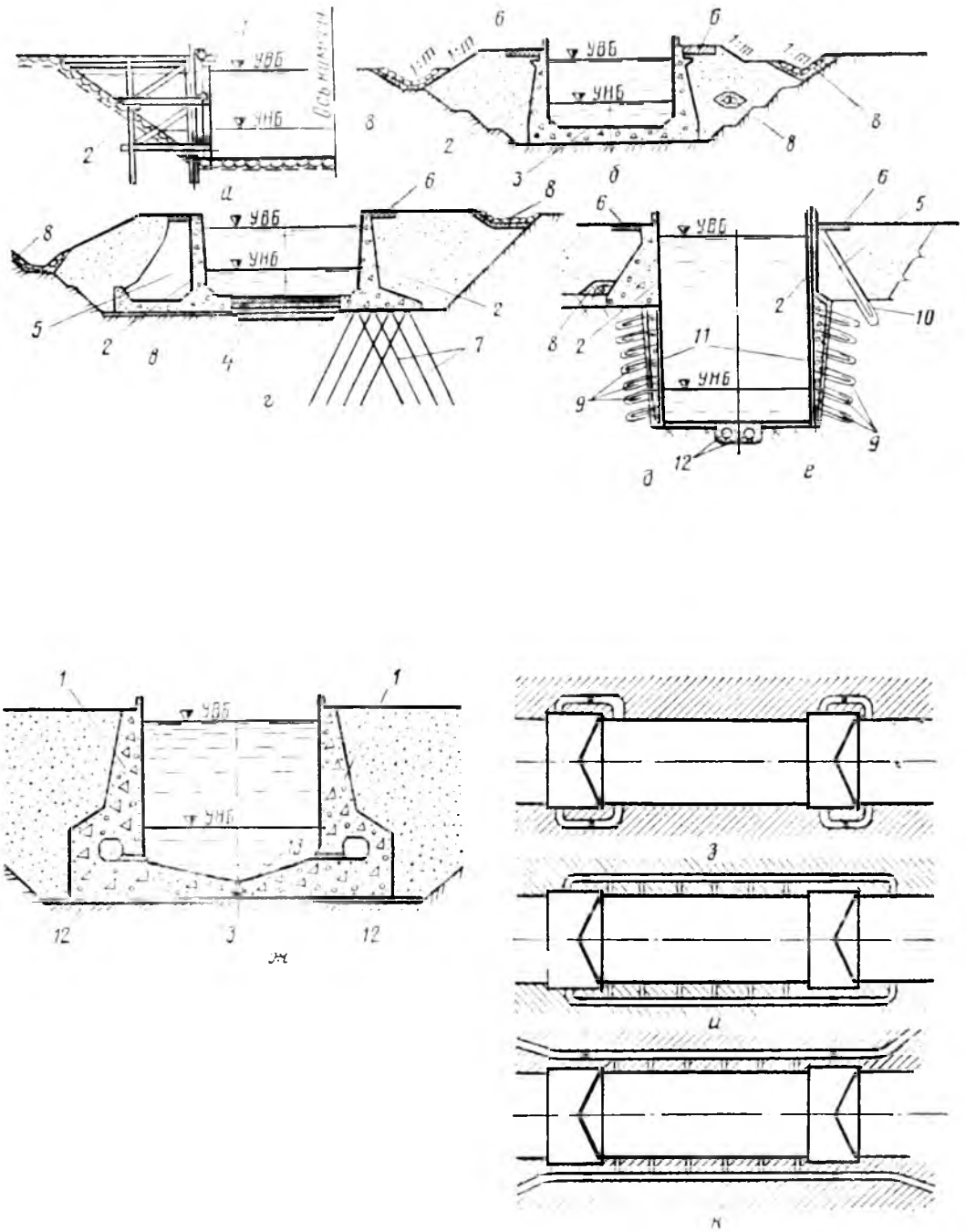


Рис. 13.3. Камеры (а—с) и системы питания (и—к) судоходных шлюзов:

а — с откосными стенами и направляющими эстакадами; б — со стенами, жестко связанными со сплошным железобетонным водонепроницаемым дном; в, г — с отдельностоящими стенами и водонепроницаемым дном [с контрфорсными монолитными (в) и угловыми на наклонных сваях (г) стенками]; д, е — на скальных основаниях с частично врубленными в скалу стенками и тонкой заанкеренной облицовкой (д); с контрфорсными стенками, заанкеренными в скалу, и заанкеренными облицовкой (е); ж — с рамными стенками и разрезным дном; з — сосредоточенная система питания; и, к — распределительные; 1 — направляющая эстакада; 2 — стены камеры; 3 — водонепроницаемое дно; 4 — водонепроницаемое дно в виде крепления на обратном фильтре; 5 — контрфорс; 6 — пришлюзовая площадка; 7 — сваи; 8 — дренаж; 9 — анкеры; 10 — анкерная арматура; 11 — облицовка; 12 — водопроводные галереи; 13 — шпонка.

необходимость устройства вертикальных направляющих суда эстакад, что существенно отражается на стоимости таких камер. В основном применяют шлюзы с вертикальными (иногда с небольшим уклоном $\sim 1/50 \dots 1/100$) стенками.

По типу днищ камеры бывают со сплошными водонепроницаемыми (рис. 13.3, б) и с водопроницаемыми (рис. 13.3, в, г) днищами. Первые днища жестко связывают со стенками, вторые выполняют отдельно от стен. Камеры со сплошными водонепроницаемыми днищами (на не скальных основаниях) наиболее надежны и совершенны в конструктивном и эксплуатационном отношении. Отказ от этих конструкций оправдан лишь в тех случаях, когда камера с водопроницаемым днищем и отдельно стоящими стенами имеет меньшую стоимость (например, при выдвигании камеры в НБ). Водонепроницаемые днища могут быть неразрезными (рис. 13.3, б), временно разрезными и разрезными консольными (рис. 13.3, ж). Разрезку днищ осуществляют для уменьшения нагрузок на них и снижения их толщины. Деформационные швы в камерах шлюзов на не скальных основаниях делают через 20..30 м. Швы выполняют сквозными от верха стен до низа фундаментной плиты, с устройством уплотнений, аналогичных уплотнениям швов бетонных плотин (разд. 7). Расположение швов увязывают с размещением причальных приспособлений в камере.

Водопроницаемые днища применяют в основном на низконапорных гидроузлах, шлюзы которых имеют головную систему питания. Эти шлюзы часто имеют стены сборно-моноклитных конструкций (например, московские шлюзы), а на слабых грунтах стены устраивают на свайных фундаментах (рис. 13.3, в, г). Дно камер таких шлюзов покрывают креплением в виде бетонных плит, уложенных на обратном фильтре. Типы швов шлюзов с водопроницаемым днищем аналогичны описанным выше. В связи с небольшой высотой стен их можно также выполнять в виде железобетонных и стальных шпунтов, поддерживаемых анкерными тягами со стороны засыпки.

Конструкции камер шлюзов, сооружаемых на скальных основаниях, приведены на рисунке 13.3, д, е. Дно камеры при высоком качестве скалы мо-

жно не облицовывать. Облицовка стен зависит также от качества скалы. При слаботрешиноватой скале ее выполняют тонкой (0,5...1 м), закрепленной анкерами к скале. Анкеры помещают в скалу под углом около 15° для того, чтобы в скважины можно было залить цементный раствор. Стены шлюзов выше поверхности скалы выполняют в виде уголкового подпорных или контрфорсных заанкеренных стенок.

Системы питания предназначены для наполнения и опорожнения шлюзовых камер с допустимыми скоростями движения воды в самой камере, а также в верхнем и нижнем подходных каналах (рис. 13.3).

Сосредоточенная система имеет водоводы в пределах верхней и нижней голов шлюза (головная система), что обеспечивает минимум затрат на строительство, удобство управления, осмотра и ремонта (рис. 13.2, а...г, ж, 13.3). Такую систему применяют обычно при напорах менее 15 м.

В случаях, когда произведение напора на полезную длину камеры шлюза $H_k L_{ш} > 2000 \text{ м}^2$ и отношение этого напора к глубине на выходном пороге (короле) $H_k/S_{п} > 2$, делают *распределительные* системы питания (рис. 13.2, д—ж; 13.3, ж, и). Наполняющая камеру вода впускается через отверстия по всей длине камеры, чем достигаются наименьшие динамические воздействия ее на корпуса шлюзуемых судов. Сбрасывается вода в НБ через эти же отверстия и также рассредоточено по длине. Такая система требует устройства галерей на значительный расход воды. Галереи и распределительные отверстия делают либо в утолщениях стен шлюза, либо в донной плите, что удорожает сооружение.

Движение потока воды через галереи при наполнении и опорожении камеры со значительными расходами может вызвать недопустимые скорости течений в верхнем и нижнем подходных каналах, что увеличит время ввода судов в шлюз. В таких случаях вода забирается вне подходных путей; в сторону от нижнего подходного канала делается и сброс (рис. 13.3, к).

Существуют конструкции более сложных распределительных систем питания; например, питание водой различных участков камеры из отдельных галерей, подача воды к выпускам с предварительным гашением напора,

устройство разветвлений разной длины из условия получения в каждом из них потока с одинаковой энергией (эквивалентные галереи) и др.

Заслуживают внимания системы питания шлюзов со сбережением воды [57]. Для этого вблизи шлюза строят сберегательные бассейны, в которые сливается вода из верхней части камеры; эта вода при повторном цикле шлюзования самотеком сливается в нижнюю часть камеры, а верхняя заполняется из ВБ.

Экономия воды в этом случае достигает 40 %.

13.1.5. Пропуск судов через шлюзы

Для прохода судна, плота или группы судов выполняют несколько последовательных операций: ввод судна в камеру и его швартовку к рыму; закрытие ворот; включение водопроводных галерей для наполнения или опорожнения камеры и выравнивания уровня воды в камере с уровнем того бьефа, куда направляется судно; открытие передних ворот; вывод судна. При двустороннем шлюзовании сразу же на место вышедшего из камеры шлюза судна или состава вводят другие, плывущие навстречу, и операции повторяют в той же последовательности.

Суточная пропускная способность шлюза определяется при непрерывной его работе в течение 23 ч при полной загрузке камеры судами расчетного типа.

Время одного цикла шлюзования:

$$T_{\text{шл}} = t_1 + 2t_2 + t_{\text{н.о}} + t_3, \quad (13.6)$$

где t_1 — время ввода и швартовки судна или состава; t_2 — время открытия и закрытия ворот (2...2,5 мин); $t_{\text{н.о}}$ — время наполнения или опорожнения камеры; t_3 — время снятия швартов и вывода судна или состава.

При одностороннем шлюзовании (только вверх или вниз):

$$T_{\text{ш.л}} = t_1 + 4t_2 + 2t_{\text{н.о}} + t_3. \quad (13.7)$$

Условия работы конструкций шлюзов, воспринимающих напор (подпорные стены, ворота), весьма тяжелые ввиду их быстрого и многократного нагружения.

13.1.6. Судоподъемники

В судоподъемниках судно из бьефа в бьеф перемещается механизмами в наполненной водой камере или насу-

хо. Опыт перевозки судов без воды — небольшой из-за значительных конструктивных трудностей при решении вопросов опирания корпусов различных видов судов на элементы судовозной тележки.

Судоподъемники подразделяются на вертикальные и наклонные. В вертикальных судоподъемниках вес судовозной камеры, воды и судна уравновешивается либо жесткими противовесами, либо давлением воды в закрытых (поршневых) камерах, либо плавками. Для транспортирования можно использовать давление воды из ВБ, а также механические приводы.

Для строительства наклонных судоподъемников используют низовой откос плотины или пологий береговой склон (1:7...1:10) долины, по которым сооружают судовозные пути. По ним перемещается судовозная тележка, на которой установлена судовозная камера. Ввиду огромных масс и усилий подвижные элементы (тележки, камеры) делают парными или применяют противовесы.

Приводными механизмами судовозная камера перемещается из нижнего бьефа в верхний и обратно. Со стороны НБ конструкции однотипны. Сопряжение с ВБ имеет несколько конструкций.

При значительных колебаниях уровня воды в водохранилище применяют поворотную конструкцию. Вытянутая на гребень плотины камера вместе с тележкой и судном разворачивается на поворотном круге на 180° и далее опускается по судовозным путям по верхнему откосу плотины до уровня в ВБ. Судно выплывает вперед кормой, затем разворачивается.

При малом изменении уровня в ВБ (несколько метров) судно в судовозной камере вывозится до отметок уровня в ВБ в специальную камеру. После остановки подвижных устройств въезд в камеру перебивается, камера заполняется водой из ВБ, и судно уходит вверх по реке.

В последние годы разработана конструкция бескамерного водоклинового судоподъемника. Он представляет собой наклонный лоток, сопрягающий верхний и нижний бьефы. Дно его в обоих торцах расположено ниже расчетных уровней в бьефах на глубину не менее судоводной. Верхняя голова имеет ворота для предотвращения из-

лива воды по лотку. Вместо нижней головы имеется подвижное устройство с катковыми уплотнениями по внутренней поверхности лотка. Благодаря этому устройству в лотке держится клин воды, в котором находится на плаву транспортируемое судно. При перемещении вверх по судовозному лотку подвижного устройства перемещается и водный клин с судном. При выравнивании уровней водного клина и ВБ судно входит в ВБ. На построенном подъемнике с габаритами $b \times h \times l = 6 \times 4,35 \times 443$ м расход воды составляет $300 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Известны и другие конструкции судоподъемников [57].

13.1.7. Лесопропускные сооружения

На лесосплавных реках в составе гидроузлов строят сооружения для транспортирования в НБ сплаваемого леса. Одиночные бревна транспортируют с помощью *бревноспусков* (рис. 13.4).

Поперечное сечение бревноспусков — трапециевидальное или прямоугольное. В зависимости от принципа работы лотки-бревноспуски устраивают с уклоном от 1 : 10 до 1 : 3. При из-

менении уровня воды в ВБ головную часть лотка делают подвижной. Для экономии воды поперечное сечение бревноспусков принимают минимальным; широко используют искусственную шероховатость из поперечных и сверх них продольных брусьев. Ширина бревноспуска прямоугольного сечения:

$$b = kd_{ср} + 2c, \quad (13.8)$$

где $d_{ср}$ — средний диаметр сплаваемых бревен; k — число бревен по ширине бревноспуска; c — боковой запас (0,1–0,15 м).

Гидравлический расчет лотков-бревноспусков подобен расчету быстротоков. Сплавпропускную способность бревноспусков ($\text{м}^3/\text{ч}$ древесины) определяют по формуле:

$$N = 3600\varphi\omega vk, \quad (13.9)$$

где φ — коэффициент продольного заполнения бревнами; $\varphi = 0,2..0,7$ в зависимости от числа бревен; ω — площадь поперечного сечения бревен; v — скорость течения воды в месте ввода бревен в лоток или скорость подачи бревен, $\text{м}/\text{с}$.

Наряду со сплавыми бревноспусками, в которых бревна плывут, делают *полусплавные* и «мокрые». В полусплавных лотках глубина воды составляет не менее 0,2...0,3 диаметра бревен и они движутся полувзвешенными, скользя по дну (уклон 1 : 3). Это делается для экономии воды.

Наибольшая экономия воды достигается при устройстве «мокрых» лотков. Слой воды на дне — 0,5...1,5 см (по существу для смазки), уклоны — до 0,3...0,4 и бревна движутся по направлению продольной составляющей силы под действием собственной массы.

Для пропуска плотов используют судоходные шлюзы, а при значительной части грузооборота в виде древесины делают плотоходы. Их конструкция проще и экономичнее судоходных шлюзов. Используется как принцип шлюзования, так и (для экономии воды) порционный пуск воды, при котором плот полуплывет-полускользит по водоскату. Ширина таких неуправляемых плотоходов должна быть больше размера плота по диагонали на 0,6...0,8 м. Применяют также плотоходные лотки.

13.1.8. Размещение судоходных сооружений

Размещение лесосплавных и судоходных сооружений в составе гидроуз-

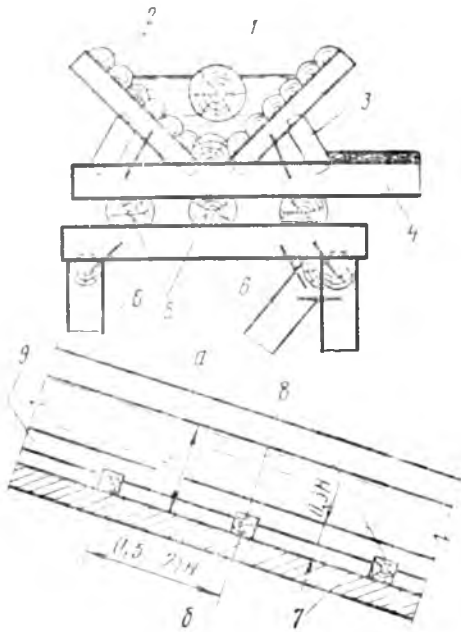


Рис. 13.4. Сплавные бревноспуски:

a — конструкция из дерева; *б* — бетонный бревноспуск с усиленной шероховатостью; 1 — сплаваемое бревно; 2 — стенки лотка; 3 — подкосы лотка ($d \approx 8..10$ см); 4 — ригель лотка ($l \approx 20$ см); 5 — продольные балки ($h \approx 20$ см); 6 — элементы свайной опоры ($l \approx 20$ см); 7 — дно из бетона (или железобетона); 8 — элементы искусственной шероховатости; 9 — продольные брусья.

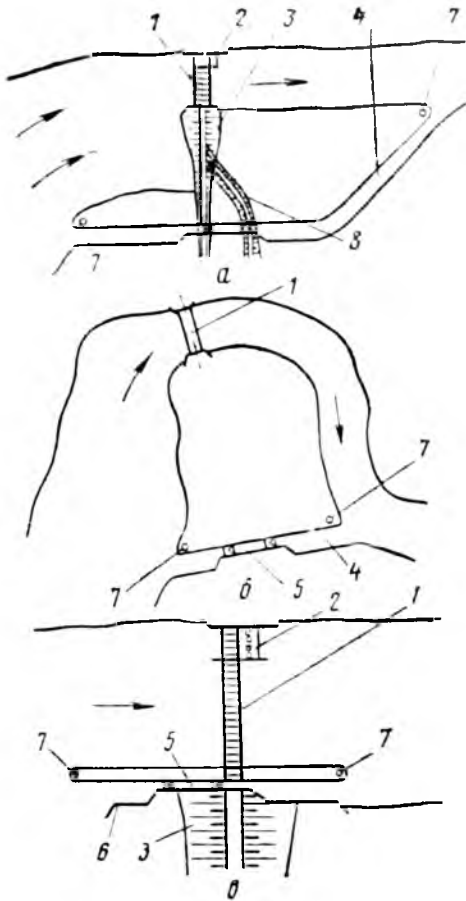


Рис. 13.5. Схемы компоновок судоходного шлюза в составе гидроузлов:
а и *б* — на обходном канале; *в* — в составе гидроузла; 1 — водосбросные сооружения; 2 — ГЭС; 3 — грунтовая плотина; 4 — обходной канал; 5 — судоходный шлюз; 6 — направляющая пала; 7 — маяк; 8 — дорога.

ла зависит от параметров его сооружений, топографических, геологических и других условий. Их, как правило, отдалают от задания ГЭС и водосбросных сооружений (рис. 13.5).

Компоновка по схеме *а* возможна в условиях невысокого берега, по которому и сооружают обводной тракт. Вблизи шлюза имеются места для швартовки судов, ожидающих разрешения на вход в камеру. У нижней головы шлюза есть мостовой переход. Вход и выход из обводного тракта обозначены маяками.

На рисунке 13.5, *б* обводной канал протрассирован на спрямлении излучины, где грунты и глубина выемки оказались подходящими.

На рисунке 13.5, *в* представлена компоновка шлюза, когда для строительства обводного канала нет усло-

вий. Судоходный шлюз отделен от водосбросных сооружений гидроузла длинной раздельной стенкой с маяками на концах. Раздельная стенка далеко выступает в водохранилище. При неблагоприятном направлении часто повторяющихся ветров и сильной волне подход к направляющей стенке (дамбе) и вход в шлюз могут быть отгорожены молотом. Вход в подходный канал шлюза в нижнем бьефе должен быть достаточно отдален от водосброса, а раздельная стенка или дамба в нижнем бьефе защищена от опасного подмыва.

Относительно напорного фронта гидроузла судоходный шлюз чаще размещают в НБ (рис. 13.5, *а*), что уменьшает нагрузки на стенки камеры по сравнению с расположением камеры в ВБ (рис. 13.5, *в*). Мостовой переход обычно располагают на нижней голове (рис. 13.5, *а*, *в*), что позволяет избежать дорогих эстакад или разводного моста (обычно необходимого в эксплуатации)

13.1.9. Затраты воды на пропуск судов и леса

Шлюзовая камера в каждом цикле шлюзования наполняется самотеком из ВБ.

Объем воды на одно шлюзование определяется геометрическими размерами камеры шлюзования и высотой подъема или опускания судна (перепад между бьефами):

$$V = B_{\text{ш}} L_{\text{ш}} H_{\text{к}}. \quad (13.10)$$

Кроме того, учитывают утечку воды через пазовые конструкции. Ориентировочно принимают утечку $q = 2 \dots 3$ л/с через 1 м длины уплотняющих устройств (Σl).

При круглосуточной работе шлюза расход воды на нужды судоходства:

$$Q = V/T_{\text{шл}} + q\Sigma l. \quad (13.11)$$

При неполной суточной работе шлюза объем воды можно определить по числу шлюзований; утечка происходит круглосуточно.

Объем воды, расходуемый через бревноспуски и плотоходы, определяют в соответствии с гидравликой этих сооружений.

13.2. РЫБОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

13.2.1. Влияние речного гидротехнического строительства на ихтиофауну

Все реки Советского Союза связаны с морями и составляют единую экологическую цепь ихтиофауны. Рыбы делятся на проходные, полупроходные и туводные.

Проходные рыбы (осетр, белуга, севрюга, лососевые и др.) идут на нерест из морей в верховья средних и малых рек, где имеются необходимые условия для инкубации икры, роста личинок и мальков; полупроходные (сазан, лещ, судак, вобла, рыбец, тарань и др.) нерестятся на залитых в половодье лугах в поймах больших и малых рек; туводные постоянно живут в реках и не мигрируют на нерест.

К элементам режима нерестилищ относят скорости течения потока, глубину, температуру воды, газовый режим, состояние дна (гравелисто-дресвяное дно для проходных рыб, трава на пойме — для полупроходных), смежные биологические процессы (планктон, водоросли, для хищных рыб — наличие мальков и т. п.), наносный режим и прозрачность воды, качество воды (химическое, биологическое, термическое и другие виды загрязнений). Только при благоприятных условиях по всем этим показателям происходят нерест, инкубация икринок и далее развитие личинок и мальков. В дальнейшем мальки сносятся течением все ниже по реке до моря, где они вырастают до взрослых особей.

При хозяйственном освоении рек во многих случаях условия развития и существования ихтиофауны нарушаются. К таким нарушениям относятся перекрытие миграционных путей (гидроузлами — для производителей, идущих на нерест, водохранилищами — при скате молоди вниз), изменение режима нерестилищ (в ВБ пойма залита, в НБ пойма не затопляется или затопляется редко), захват молоди в водозаборные сооружения, травмирование ее различными конструкциями и скоростными судами, изменение режима расходов и уровней воды в реках при регулировании стока.

Для сокращения ущерба, причиняе-

мого гидростроительством на реках, и компенсации его принимают ряд мер по воспроизводству рыбных запасов: строят рыбообразовные хозяйства и заводы, проводят мелiorацию нерестилищ, в составе гидроузлов устраивают рыбопропускные сооружения, водозаборные сооружения оборудуют рыбозащитными конструкциями, строят рыбные водные пути.

Рыбохозяйственные гидротехнические сооружения классифицируются следующим образом: рыбопроходные сооружения гидроузлов, рыбозащитные сооружения и конструкции, гидротехнические сооружения рыбных водных прудов, искусственные нерестилища.

13.2.2. Рыбоходы

К рыбоходам относят сооружения постоянного и непринудительного действия: лотковые, лестничные и прудковые. Рыбоходы делают при перепадах уровней в бьефах до 30 м. Естественно, скорость течения в рыбоходах должна быть менее некоторого порога, который может преодолеть рыба.

Виды рыб	Скорость течения м/с
Лососи, форель, кумжа, жерех, щука	2,3 . . . 3,5
Усач, хариус, миноги	1,8 . . . 2,3
Сельди, подуст, краснопер	1,5 . . . 1,8
Белорыбца, осетр, севрюга, судак, язь	1,2 . . . 1,5
Сазан, лещ, окунь, линь, плотва	0,6 . . . 1,2

Рыбоходы, сопрягающие бьефы с уклонами 0,05...0,20, получают длинными. При указанных скоростях рыбы не могут пройти весь рыбоход, поэтому его разделяют на ряд участков, в которых зоны с этими скоростями чередуются с зонами отдыха.

Простейший рыбоход — лотковый (рис. 13.6). Рыба броском проскакивает зону с большими скоростями и попадает в водоворотную зону. Далее она ориентируется, находит транзитную струю, преодолевает ее и снова оказывается в водоворотной зоне. Через 7...10 перегородок нужно делать бассейны отдыха с малыми скоростями (с горизонтальным дном).

Построенные и удовлетворительные работающие рыбоходы этих типов преодоле-

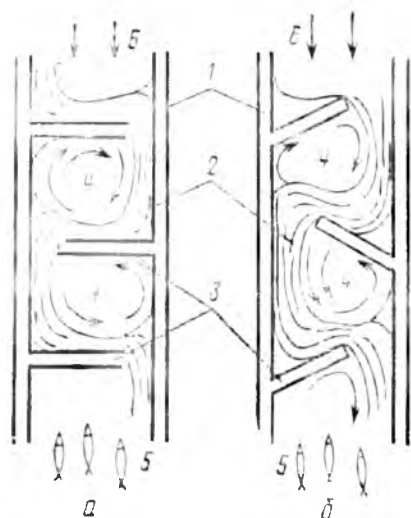


Рис. 13.6. Схемы лотковых рыбоходов (план): 1 — стенки наклонного лотка; 2 — зона транзитной струи; 3 — поперечные стенки; 4 — водоворотная зона; 5 — направление движения рыбы; 6 — направленные течения.

ваемый напор — 2...27 м, ширина лотка — 1,6...3 м, расстояние между перегородками — 1,3...3,5 м, глубина воды в лотке — 0,4...1,5 м, ширина прохода для рыбы — 0,35...0,6 м, уклон лотка — 0,077...0,143, расход воды — 0,1...0,65 м³/с, скорость в проходной части перегородки — 0,8...2,5 м/с.

Лестничные рыбоходы имеют не наклонный, а ступенчатый лоток (рис. 13.7). Они состоят как бы из отдельных бассейнов следующих размеров: ширина — 1,2...3,5 м, длина — 2...2,5 м, глубина воды — 1,2...1,75 м, перепад — 0,3...0,5 м для осетровых и лососевых и 0,15...0,25 м для судака, рыбца, сельди и т. д. В поперечных стенках, разделяющих бассейны, устраивают вплавные отверстия, которые располагают поочередно то у правой, то у левой стенки (для осетровых — у дна, для сельдей — у поверхности). Размеры отверстий от 0,2×0,3 до 1×1,5 м.

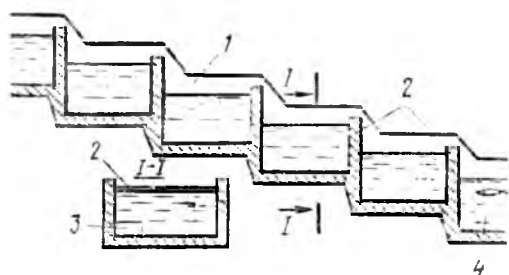


Рис. 13.7. Лестничный рыбоход:

1 — продольные стенки; 2 — поперечные стенки; 3 — вплавные отверстия; 4 — направление движения рыбы.

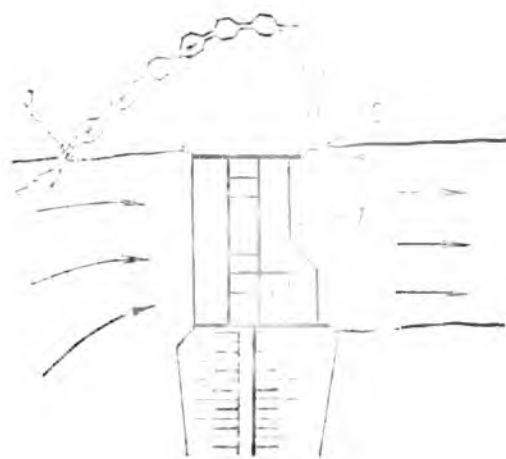


Рис. 13.8. Прудковый рыбоход:

1 — гидроузел; 2 — устье рыбохода (вход); 3 — выходной оголовок.

В СССР первый лестничный рыбоход был построен в 1937 г. при Туломской ГЭС для пропуска на нерест лососевых. После некоторых доработок этот рыбоход работает успешно. Преодолеваемый им напор равен 15,3...20 м, длина рыбохода 513 м, через 10 ступеней имеются бассейны отдыха размерами 4,5×8 м, наибольшая скорость в отверстиях 2,5 м/с, расход воды 0,7...1,1 м³/с.

При подходящих топографических и геологических условиях могут быть построены прудковые рыбоходы (рис. 13.8). Прудки делают несколько больше, чем бассейны в лестничных рыбоходах, например $b \times l \times h$ — 3×5×1,5 м. Между прудками устраивают соединительные каналы, падение уровня в которых в зависимости от вида рыб назначают в пределах 0,4...1,66 м. Такие рыбоходы, разработанные в скальном грунте или построенные и вымощенные камнем, напоминают горные речки с плесовыми углублениями.

На построенных прудковых рыбоходах преодолевается напор от 3 до 22 м, глубина в соединительных каналах 0,6...0,75 м.

Рыбоходные шлюзы (рис. 13.9) — это сооружения также не принудительного действия, но работа их циклична. В условиях малых рек шлюзовой камерой может быть участок реки по всей ширине. В составе больших гидроузлов такой шлюз можно построить на обводном канале (нерестово-проходные каналы). При использовании клапанных всплывающих затворов, которые могут перекрыть реку на ширине до 70 м, высота шлюзования может быть до 4...5 м (в одной ступени).

На малых реках такой шлюз явля-

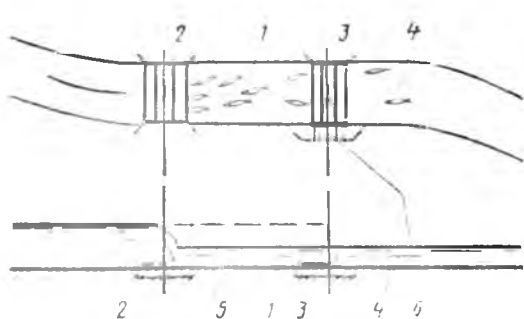


Рис. 13.9. Шлюз с всплывающими затворами на малой реке:

1 — участок реки, превращенный в камеру шлюза; 2 — верхний оголовок; 3 — нижний оголовок; 4 — направление движения рыбы; 5 — положение уровней воды при шлюзовании; 6 — обводной канал с затвором.

ется и подпорным гидроузлом, под воздействием которого в режиме нерестилищ пойма может затопляться принудительно при малых расходах воды в реке. Особенно эффективны такие нерестилища на приустьевых участках малых и средних рек, где они создавались подпором уровня больших рек, ныне зарегулированных (Днепр, Дон, Волга).

13.2.3. Рыбоподъемники

К недостаткам рыбоходных сооружений относятся значительная их длина и неудовлетворительные экономические показатели, трудность размещения входной части вблизи миграционного пути, что снижает эффективность их работы.

Наиболее компактны и экономичны рыбоподъемники — сооружения циклического принудительного действия. Конструктивно они делятся на рыбоподъемники с камерами или шахтами принудительного шлюзования и рыбоподъемники с подвижными контейнерами.

Рыбоподъемники в составе гидроузлов располагают обычно рядом с водосбросными сооружениями, так как именно текущая вода привлекает рыбу. В зоне поиска и подхода не должно быть больших скоростей, которые рыбы не могут преодолеть.

В шахтном рыбоподъемнике (рис. 13.10) тележка с поднятой побудительной решеткой откатывается от шахты в крайнее положение. Через водовод 8 дается попуск воды, который привлекает рыбу в рыбонакопительную камеру. После опускания с тележки решет-

ки рыба оказывается замкнутой в этой камере. Перемещением решетки на тележке 5 рыба стоняется в водное пространство шахты. Далее закрывается затвор 4, шахта наполняется водой. При выравнивании уровня воды в шахте с НПУ затвор 1 открывается. Движением побудительной решетки из положения 7 в положение 2 рыба изгоняется из шахты в ВБ. Далее следуют опорожнение шахты и повторение цикла. Чтобы «прошлюзованные» особи в ВБ не попадали в водосбросные отверстия и травмированными не сносились в НБ, в ВБ должны быть сооружения, отводящие рыбу в безопасные зоны.

Рыбоподъемники шахтного типа с напором до 27 м построены на Цимлянском и Волгоградском гидроузлах, размеры шахт соответственно 6×7,3 и 8,5×8,5 м, время шлюзования 40...55 мин. Для увеличения производительности на Волгоградском гидроузле построены две шахты. Работают эти рыбоподъемники удовлетворительно.

Контейнерные рыбоподъемники перемещают рыбу из нижнего бьефа в верхний в больших подвижных ваннах — контейнерах. Основные элементы этих рыбоподъемников — рыбонакопитель и подвижная ванна.

Привлекающими попусками и конструкциями рыба привлекается в рыбонакопительную камеру, откуда она побудительными решетками стоняется в ванну. На Краснодарском гидроузле ванна поднимается мостовым краном и по специальной эстакаде перевозится в ВБ, где она опускается: рыба выплывает в ВБ.

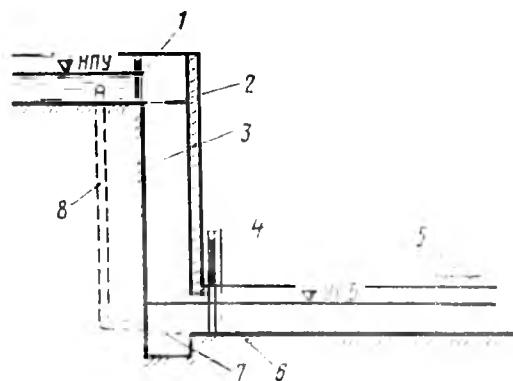


Рис. 13.10. Схема шахтного рыбоподъемника.

1 — затвор с верхней стороны; 2 и 7 — предельные положения побудительных решеток; 3 — шахта; 4 — нижний затвор; 5 — тележка, перемещающая побудительную решетку; 6 — побудительная решетка, поднимающая рыбу в шахте; 8 — водовод с затвором, по которому наполняется шахта.

Наиболее мобильны рыбоподъемники в виде двух судов. Первое судно имеет камеру — рыбоаккумулятор. Оно выходит к месту скопления рыбы в НБ и с помощью насосов создает привлекающие попуски. Рыба заходит в рыбоаккумуляторную камеру. К первому судну швартуется другое судно с рыбозной камерой. Из аккумулятора рыба сгоняется в рыбозную камеру, и затем через судозной шлюз это судно — рыбоз выплывает в ВБ, где и выпускает рыбу.

Многие трудности, связанные с восстановлением условий миграции рыбы на нерест, полностью еще не преодолены. Менее всего разработаны вопросы ската молоди вниз через водозаборные сооружения с малыми скоростями течения.

13.2.4. Рыбозащитные конструкции при водозаборе

Для направления движения рыбы или создания ей препятствий используют многие эффекты: электрическое поле (электрорыбозаградители), «стенку» из всплывающих пузырьков воздуха, световые эффекты, ультразвук и т. д. Наилучшие результаты в управлении поведением взрослых рыб достигнуты организацией определенной структуры потока с помощью отверстий гидроузла, уступов и порогов на дне. Все это мало влияет на поведение мальков, и в распоряжении инженеров имеется только сетка с ячейками (1,5×1,5 или 2×2 мм), с помощью которой можно механически задержать мальков от вовлечения в водозаборное сооружение вместе с водой. Однако при этом многие мальки, которые еще не управляют своим движением, прижимаются текущей водой к сетке и травмируются. На основе применения сетки разработано много рыбозащитных конструкций. Все они имеют одну цель: механическим путем не допустить мальков в канал и отвести их снова в реку. Недостаток сеточных рыбозащитных устройств — быстрая забиваемость сеток растительными остатками: на сетке создается большой перепад уровней, и она может быть порвана. Поэтому непрерывно засоряемую мусором сетку необходимо постоянно и надежно очищать. Рыбозаградительную сетку из латунных проволочек или нержавеющей стали накладывают на

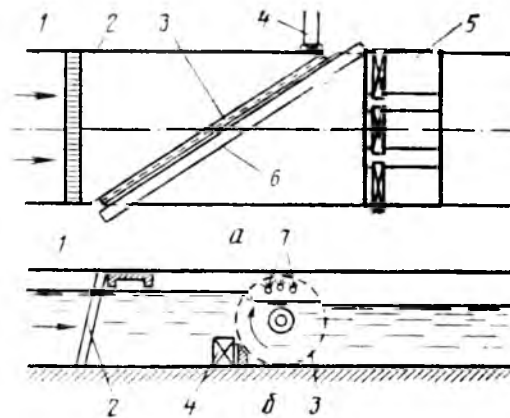


Рис. 13.11. Схемы рыбозащитных конструкций: а — с неподвижной сеткой (план); б — с подвижной сеткой (продольный разрез); 1 — подводящий канал; 2 — сороздерживающие решетки; 3 — сетка; 4 — рыбоотводный тракт; 5 — регулятор расхода воды; 6 — служебный мост; 7 — трубы для промывки сеток от мусора.

более прочную редкую сетку и затем на несущие конструкции.

В разработанных и применяемых рыбозащитных конструкциях используют как неподвижную, так и подвижную сетку (рис. 13.11).

Для уменьшения скоростей течения воды через сетки увеличивают их площадь по сравнению с площадью живого сечения. Плоские сетки устанавливают обычно под острым углом к направлению потока (рис. 13.11, а). По мостику б ходит тележка, перемещающая за сеткой батарею труб с отверстиями, направленными к сетке. В трубы подается под давлением вода; струи из отверстий имеют скорость больше, чем встречная скорость текущего потока, потому мусор и мальки от сетки удаляются. Наклон сетки и движение тележки обеспечивают поперечное смещение мусора и мальков к рыбоотводному тракту, по которому мальки попадают в реку ниже входа в водозаборный канал. В случае аварийной забивки секции сеток поднимают и заменяют чистыми и исправными.

На рисунке 13.11, б показана рыбозащитная сетка на вращающемся барабане с горизонтальной осью. Цилиндрическая поверхность барабана образована рыбозадерживающей сеткой. Перфорированные трубы 7 служат для надежной очистки труб от мусора с помощью струй воды. Кроме того, промывка нужна для смыва прилипшей к сетке пассивной молоди. Скопившаяся перед сеткой молодь попада-

ет через рыбоотвод 4 в безопасное место реки.

13.2.5. Рыбоводные пруды

На заболоченных и трудноmeliо-рируемых участках поймы или других неудобных (малопродуктивных) землях строят рыбоводные пруды. Обычно в рыбоводческом хозяйстве бывает несколько прудов различного назначения.

Головной пруд служит для накопления воды и питания ею других прудов и может быть также использован в качестве выростного. Его устраивают на реке (в русле, в пойме) или наливным. Уровни грунтового потока, движущегося по пойме, в пределах длины пруда будут подперты. Русловые пруды обычно через 2...3 десятилетия заиляются, и русло реки в пределах подпора навсегда утрачивает дренажную способность и другие полезные свойства. Пруды, созданные в поймах больших рек обвалованием, создают по всей площади прудов повышенное давление и способствуют подъему грунтовых вод на прилегающей территории поймы; для ликвидации такого воздействия пруды должны быть окружены открытой дренажной шириной, ширина которой соизмерима с глубиной эрозионного вреза долины.

Нерестовые (икрметные) пруды служат для нереста и инкубации личинок и выращивания мальков до возраста 6...8 сут. Их располагают вдали от шумных производств и дорог. Грунты дна не должны выделять вредных соединений. Площадь нерестовых прудов — 0,1...0,2 га.

Мальковые пруды предназначены для выращивания мальков до 30...45-суточного возраста. Размеры мальковых прудов — 0,5...1,5 га, глубина около 0,5 м.

Выростные пруды, где подрастает молодь, имеют площадь 5...15 га, глубину воды 0,8...1,5 м.

Нагульные пруды служат для нагула рыбы до товарной. Площадь нагульных прудов 50...200 га, глубина 0,5...2 м должна быть на 75...90 % площади зеркала.

Зимовальные пруды необходимы для перезимовки рыб. Площадь их 0,5...1 га, глубина непромерзающего слоя не менее 1,3 м.

Маточные пруды для содержания

маточного стада по размерам такие же, как и выростные. Условия зимовки требуют определенной глубины.

Карантинно-изоляционные пруды, предназначенные для обитания во время карантина рыб маточного стада, пополняемого из других хозяйств, строят вдали от других прудов. Площадь их 0,2...0,3 га.

Воду во все эти пруды можно подавать самотеком или с помощью насосной станции.

При строительстве прудов широко применяют типовые низконапорные гидротехнические сооружения (плотины, дамбы, водосбросы, регуляторы, затворы и др.).

Организованная реализация рыбной продукции требует одновременно строительства живорыбных садков, в которых отловленная осенью рыба сохраняется живой несколько месяцев. Эти садки могут быть при рыбных прудах или вблизи потребителей.

13.3. ЗАЩИТА ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ОТ ЛЬДА, ШУГИ И МУСОРА

Речные потоки, кроме наносов, транспортируют в больших объемах другие тела. Во время половодья в воде содержится много растительных остатков вплоть до пней и целых деревьев. В весенне-зимние месяцы значительные затруднения вызывают шугоход и ледоход. При тяжелом ледоходе в составе гидроузлов предусматривают одно или два специальных отверстия с увеличенной шириной для пропуска льдин. Размеры льдин устанавливают в результате гидрологических изысканий. При наличии особо крупных ледяных полей устраивают ледорезы, которые разрушают особенно крупные льдины до установленных размеров.

При значительной турбулизации речного потока даже во время сильных морозов не образуется поверхностный переохлажденный слой «легкой» воды (вода при 0° имеет меньшую плотность, чем при плюс 4°С), льдообразование затрудняется и весь поток может переохладиться до минус 0,1°С. В этих условиях кристаллы льда образуются во всей толще потока. Это и есть внутриводный лед — шуга. На разных реках эти льдинки бывают различных размеров и формы: в виде чечевицы,

эллипсоидные, игольчатые. За одну волну похолодания (несколько суток) могут образоваться сотни тысяч, а на больших реках десятки миллионов кубометров шуги. Попадая на участки рек с уменьшенными скоростями течения, шуга «отстаивается», то есть всплывает к поверхности воды, смерзается в шуговые «ковры». На участках рек с уменьшенными скоростями (например, в верхних бьефах) шуга может накапливаться, смерзаться и забивать часть водного сечения. Образуется зажор, сопровождаемый повышением уровней, которые иногда бывают выше паводковых.

13.3.1. Запони

Запонями называются конструкции, отклоняющие поверхностные струи потока и предметы, находящиеся у поверхности воды, от защищаемого места, например водозаборного сооружения. Запонями можно отклонить поток шуги, пlyingшей у поверхности (шугоотбойные запони), пlyingший у поверхности мусор и карчи (пни с корнями), а также отдельные бревна при лесосплаве россыпью (модем).

Главная деталь запони — отбойный козырек (рис. 13.12), или отбойный щит. Глубина погружения его должна предотвращать подныривание под его

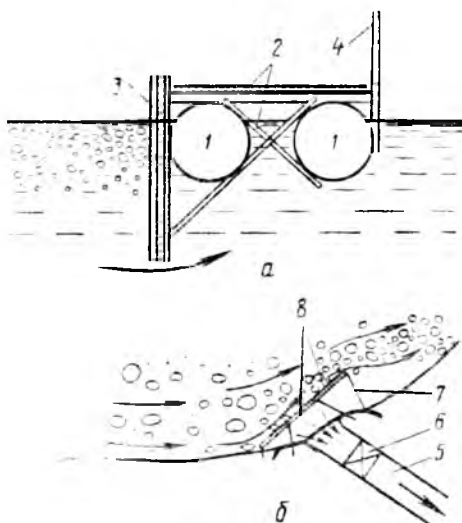


Рис 13.12. Отбойная запонь:

a — поперечное сечение; *б* — схема установки для защиты бесплотного водозабора: 1 — пlyingшие элементы (в данном случае отрезки стальных труб диаметром 600...800 мм); 2 — несущие конструкции; 3 — лазовая конструкция (например, двутавр) с вложенным отбойным щитом; 4 — ограждение; 5 — канал; 6 — водозаборный шлюз; 7 — конструкции, удерживающие запонь; 8 — звенья запони.

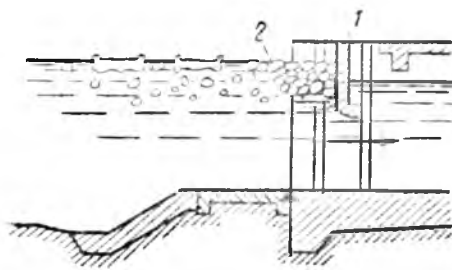


Рис. 13.13. Водозаборное сооружение с абразивной стенкой:

1 — забральная стенка; 2 — «клин» из оставленной шуги (или плавника).

нижнюю кромку шуги, мусора, бревен. Отбойную плоскость ставят под острым углом к потоку, и отбойный козырек не задерживает течение, а лишь отклоняет его (рис. 13.12, б). В зависимости от назначения глубину погружения козырька под воду принимают от 0,8 до 1,5 м.

Если водозаборное сооружение находится вблизи транзитной части потока реки, то защитить его от шуги и пlyingщего мусора (плавника) можно с помощью забральной стенки (рис. 13.13). Ее работа аналогична принципу действия отбойной стенки.

13.3.2. Шугосбросы

Шугосбросами называют конструкции, собирающие шугу и отводящие ее в НБ, ниже створа водопропускного сооружения. В зависимости от интенсивности шугохода, расходов воды и других конкретных условий на каждом гидроузле подбирают наиболее рациональную технологию сброса шуги. Полезным бывает дополнительный подбор уровней для лучшего сосредоточения кристаллов шуги в поверхностном слое. Подбирают такую отметку порога водослива шугосброса, которая обеспечивает максимальный захват шуги с минимальными удельными затратами воды. Отметку переливного порога изменяют либо изменением наклона полотнища клапанного затвора (рис. 13.14, а), либо поворотом с помощью гидравлического привода цилиндрического лотка шугосброса А. Н. Гостунского (рис. 13.14, б), либо закладкой шандор в других конструкциях.

В шугосбросных лотках вода с шугой движется поперек основного течения потока, для чего дну длинных лотков (более 10 м) надо придать уклон.

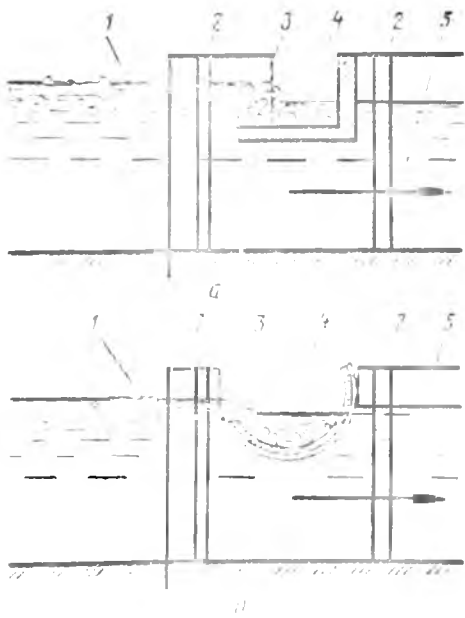


Рис 13.14 Схемы шугосбросов:

a — лоток с клапанным затвором; *б* — поворотный лоток А. Н. Гостунского; 1 — всплывшая шуга; 2 — паз; 3 — водосливной порог с переменной отметкой через который захватывается шуга; 4 — поток с шугой в лотке; 5 — поток, освобожденный от шуги.

В каждом пролете лотки можно устанавливать ступенчато (со снижением по ходу) для обеспечения пропуска потока с переменным расходом воды из условия неподтопления шугоприемной кромки водослива (для сохранения равных условий приема шугового потока по длине лотка).

Для пропуска шуги и других немассивных ледовых образований 1...2 затвора водосбросных отверстий делают переливными (сдвоенный затвор, затвор, оборудованный сливным клапаном, и т. д.).

13.3.3. Сороудерживающие решетки

Для задержания сора, транспортируемого потоком по всей глубине, на некоторых сооружениях (отстойники непрерывного действия с малыми отверстиями промывных каналов, рыбозащитные сетки, насосные станции, водовыпуски, водозаборы и т. д.) применяют решетки. Очистка их сложна; чем меньше просветы, тем больше сора собирает решетка. Поэтому требуется обосновать размер и вид задерживаемого сора по условиям защищаемого объекта.

Широко распространены стержневые решетки (бывают и сетчатые). В

наиболее простом исполнении стержнями решетки могут быть полосы из листовой стали с поперечным сечением 10...20×100...150 мм. Стержень ставят ребром по течению. Просвет между стержнями выбирают по условию защиты объекта — от 30...40 до 200...300 мм. Стержни решетки опираются на несущий каркас, обычно ригельного типа.

Решетка состоит из отдельных одинаковых взаимозаменяемых секций, устанавливаемых в пазы. Числая решетка создает перепад уровней в несколько сантиметров и не испытывает значительных нагрузок. Но при частичной или полной забивке этот перепад может оказаться значительным. Расчет конструкций решеток на прочность ведут на тяжелые условия работы, но на напор не более 2 м.

Решетку обычно очищают решеткоочистной машиной с механическими граблями. В качестве рабочих органов применяют также различные захваты типа грейфера из стержней с пневматическим управлением; иногда решетки очищают багром вручную.

Кроме давления воды, решетки могут испытывать удары подплывающих предметов, например бревен, малых судов, льдин. Зимой решетки быстро обмерзают, особенно в условиях переохлажденной воды, однако в это время почти не бывает сора, поэтому на зиму решетки нужно вынимать. Если же есть необходимость оставлять их на зиму, то предусматривают обогрев решеток.

13.4. ПРОТИВОЭРОЗИОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Эрозия — в переводе с латинского «разъедание». В гидротехнике под водной эрозией понимают разрушение почв и грунтов на поверхности водосборного бассейна и в русле реки (руслевая эрозия). Сопротивление разрушающему воздействию воды зависит от механического состава почвогрунтов, их структуры, влажности, защищенности растительностью или растительными остатками.

Часть выпавшей в виде осадков воды стекает по поверхности земли. Особенно значителен сток ливневых и талых вод. При уклонах поверхности земли более 0,05 (3°) стекающая вода может вымывать с поверхности почвы

отдельные частицы и транспортировать их в виде мутных потоков. При равномерном смыве частиц почвы или их агрегатов по всей площади происходит *поверхностная (склоновая) эрозия*.

Поверхности, формируемые текущей водой, всегда имеют наклон. Они пересекаются между собой, образуя внешние тупые углы в области водоразделов и внутренние углы по линиям тальвегов.

Пониженные части рельефа, прилегающие к тальвегам, называются ложбинами (площадь водосбора около 50 га), лощинами (до 500 га), суходолами (до 1500 га), долинами (5000 га и более).

Характерная особенность суходолов и долин — асимметрия склонов; солнечный склон более крутой. Из-за такого строения рельефа склоновый сток сосредоточивается у подошвы склона, то есть в тальвеге, и начинает движение по тальвегу ложбины, лощины и т. д. При этом расход воды возрастает. Если эрозионная устойчивость грунта в тальвеге будет меньше эродирующей способности потока, то грунт размывается и уносится потоком. В этом случае эрозия называется *линейной*. Поверхностная (склоновая) и линейная эрозии — основные поставщики наносов. В настоящее время в реки СССР ежегодно смывается в среднем 500... 600 млн. т почв и грунтов.

Следы склоновой эрозии на пашне прослеживаются сразу же после стока воды в виде элементарных промоин (следов ручейков), разрушения комьев на отдельные частицы почвы и переноса этих частиц в углубления и т. д. Признак склоновой эрозии — мутная вода, стекающая в тальвег. Следы линейной эрозии сразу же заметны. Это рытвины в тальвеге.

Образование и развитие оврагов часто происходят из-за нерасчетливой хозяйственной деятельности. Чем ближе к тальвегу, тем более увлажнена почва, тем обильнее там растительность. Без вмешательства человека на дне ложбин и суходолов растет высокоствельная растительность, а часто кустарник и даже деревья. Многоствольная растительность замедляет течение потока, и во многих балках дно повышалось за счет накопления наносов со склонов.

При нарушении растительности ки-

нетическая энергия потока возрастает и на дне суходола и балки может возникнуть промоина, разрастающаяся в овраг. Верх промоины и оврага выглядит обычно как уступ, который называется вершиной или отвершкой оврага. Эта вершина после каждого цикла стока талых и ливневых вод перемещается вверх по тальвегу, усиливая эрозию на новых площадях. Овраги не только отнимают землю, но и иссушают ее, мешают работе механизмов по наиболее целесообразным схемам. Закрепление оврагов — одна из очень актуальных задач.

Противоэрозионный комплекс включает организационно-хозяйственные, агротехнические, лесомелиоративные мероприятия и гидротехнические сооружения. Последние применяют в основном для закрепления растущих оврагов и создания в оврагах противоэрозионных прудов, а в балках — лиманов.

Чтобы овраги не разрастались, их вершины и отвершки надо закреплять постоянными сооружениями (рис. 13.15). Закрепление вершины оврага можно осуществить по двум схемам: задержанием потока воды специальным валом и сбросом ее в овраг с помощью сопрягающего сооружения (труба, лоток, перепад, быстроток) или строительством вблизи вершины запруды с водосбросным сооружением. У сооружений и по тальвегу сажают кустарник ивы (черенками «под лом»).

После закрепления вершины и отвершков овраг не будет расти в длину. Но текущая по нему вода будет по-прежнему размывать дно, подмывать склоны, то есть эрозионное воздействие потока будет продолжаться. Поэтому одновременно с вершиной надо крепить и дно оврага.

Смысл крепления сводится к уположению дна оврага и уменьшению скорости течения потока. Это достигается устройством закрепленных ступеней или созданием больших гидравлических сопротивлений путем обсадки дна и склонов оврага многостебельными кустарниками и травами.

В зависимости от конструкции и используемых материалов принимают значение подпора Δz (рис. 13.16, а). Влияние этого подпора определяют в виде длины распространения статического уровня $l = \Delta z / I_6$, где I_6 — бытовой уклон дна оврага. При защите дна

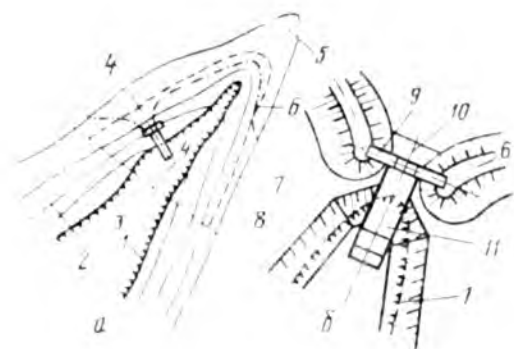


Рис. 13.15. Варианты закрепления вершин оврагов:

a — с помощью водозадерживающего вала или запруды; *b* — сопряжение быстротоком; *1* — бровка оврага; *2* — горизонтали; *3* — ось водосбросного сооружения; *4* — сопрягающее сооружение по схеме консольного сброса; *5* — тальвег; *6* — ось водозадерживающего вала; *7* — урез при наполнении прудка водой; *8* — ось запруды (второй вариант закрепления); *9* — диафрагма сбросного сооружения; *10* — понур; *11* — быстроток.

оврага от размыва крутые склоны будут продолжать разрушаться (чередование смачивания, высыхания, замерзания) и уползаяиваться. Материал от разрушения склонов будет оседать на дно, и потому перед каждой запрудой сформируется дно с уклоном $I_0 > 0$. Поэтому рекомендуется из опыта принимать расстояние между запрудами $L = 1,8 \Delta z / I_0$.

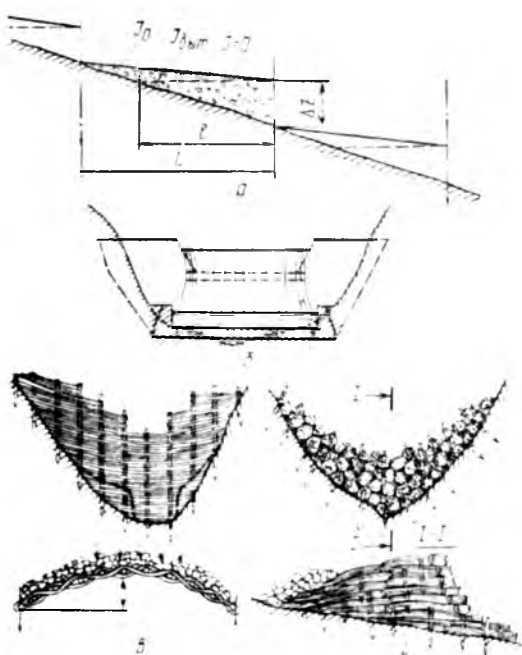


Рис. 13.16. Закрепление дна оврагов:

a — продольный профиль оврага с осями запруд; *b* — постоянная запруда (вид с нижнего бьефа); *в* — плетневая запруда; *г* — запруда из хвостяных или тростниковых фашин.

Постоянные запруды (рис. 13.16, б) делают бетонными, железобетонными и из каменной кладки. Основной элемент их — диафрагма, врезаемая в склоны, благодаря чему конструкция работает как пространственная. Со стороны ВБ устраивают понур (из мятой глины). Водосбросное отверстие в диафрагме делают для фиксации ширины потока. В НБ у запруды крепят русло, обеспечивая гашение энергии сбрасываемого потока. После заиливания и занесения зон подпора дно оврага превращается в ряд ступеней с уклоном. Уклон ступеней делают такой, при котором эрозионных процессов уже не будет.

Строительство постоянных овражных сооружений требует расхода цемента и осуществляется в пределах городов и других обжитых зон, а также в особо ответственных случаях. Широкого применения заслуживает биологическое крепление дна и склонов оврага — обсадка его черенками или саженцами многоствольных кустарников или посев крупнотельных трав. Но при разрушении склонов и дна оврага посадки и посевы почти не приживаются, поэтому их надо проводить через 1...1,5 года после закрепления дна временными конструкциями. Они также создают на дне ступени с сосредоточенным падением и уменьшают уклон дна до прекращения эрозионных процессов.

На рисунке 13.16, в изображена одиночная плетневая запруда. Ее делают из колец диаметром 50...80 мм и подвяленного хвороста (диаметром в отрубе 20...30 мм). В намеченном створе кольца забивают по криволинейной оси со стрелкой прогиба $1/4...1/5$ ширины. В зависимости от высоты плетневой запруды и прочности кольца забивают через 150...300 мм. Затем выполняют заплетку хворостом. Она должна быть водопроницаемой, то есть не очень плотной, так как забитая мусором плетневая стенка будет свалена под действием гидростатического давления при напоре 0,6...0,7 м.

При высоте плетневых стенок выше 0,8...1 м их надо делать двойными на расстоянии (0,6...0,8) Δz друг от друга.

При этом плетение стенок должно быть одновременным с изготовлением поперечных стенок, скрепляющих основные. По верху стенок делают пони-

жение для фиксации переливающегося потока в плане. Для предотвращения подмыва снизу перед передней стенкой на ширине 0,3...0,4 м с наклоном навстречу течению укладывают и уплотняют слой соломы толщиной 0,1...0,15 м; солому засыпают местным грунтом. Толщина слоя местного грунта 0,15...0,2 м.

Временные запруды можно сделать также из легких фашин из хвороста или тростника. Лучше делать фашины однокорневыми, тогда из них легко можно устроить запруды по типу стланевых плотин (рис. 13.16, а).

Дно и склоны обсаживают черенками (3...5 см толщиной) местных пород кустарников. Во влажных оврагах следует сажать кустарниковые ивы. Через несколько лет дно оврага примет ступенчатый характер, а временные запруды сгниют; для того чтобы по возможности сохранить ступени, в створах запруд надо сажать древесные породы, чтобы стволы деревьев выполняли роль кольев. Не все посаженные черенки принимаются, к тому же первый год может оказаться засушливым, поэтому посадку следует проводить все последующие осенние и весенние сезоны до полного закрепления оврага.

13.5. ПРОТИВОСЕЛЕВЫЕ СООРУЖЕНИЯ

13.5.1. Понятие о селевых потоках

Селевой поток — это внезапно возникающий в горах кратковременный, обильно насыщенный наносами поток. Он проходит по руслам горных рек. Нарастание расходов в реке происходит в течение нескольких минут, а часто селевой поток движется внезапно, как и прорывная волна, с четко выраженным передним валом, обладающим огромной разрушительной силой. Его движение сопровождается сильнейшим шумом. Селевые потоки образуются не на всех горных, а только на селеносных реках.

Несмотря на приведенные общие признаки, селевые потоки по природе образования и характеристикам сильно отличаются друг от друга, что следует учитывать при разработке проектов противоселевых сооружений. Селевой поток на малой реке — явление с

повторяемостью один раз в 5...15 лет. На средних реках селевые потоки наблюдаются чаще, так как они приходят то с одного, то с другого потока.

Наиболее изучен селевой поток, формирующийся по причине обильного теплового ливня, который вызывает таяние низкогорных снегов, а иногда и прорывы ледниковых озер. Такой поток, насыщенный наносами на склонах, мчится по руслу горной реки и вовлекает в движение донные отложения реки, а также многочисленные конусы осыпей, упирающихся основанием в пойму реки. Пройдя путь, достигающий иногда и десятки километров, он насыщается наносами до 300 кг в 1 м³ (объемная плотность потока около 1200 кг/м³). Однако по этой схеме поток не может насытиться больше, чем 1200 кг/м³, так как при насыщении увеличивается вязкость, а она уменьшает его разрывающую способность.

Это обычно несвязные потоки, в которых проявляется характерная кинематика турбулентного потока. В зависимости от количества мелких наносов, придающих вязкость, они могут иметь разный облик, но главный их признак состоит в том, что наносы перемещаются водным потоком.

Граница, отделяющая несвязный селевой поток от обычного ливневого, очень условна. Она определяется насыщением потока наносами — 100...150 кг/м³. В качестве уточняющих факторов должны быть использованы частота и внезапность появления потока с большим расходом, а также характер отложений наносов на конусе выноса.

Природа образования грязевых связных селевых потоков иная. Причиной их образования служат затяжные морозящие дожди. Рыхлые грунты, лежащие на крутых склонах горных ущелий и долин, насыщаются водой, которая фильтрует в них с градиентом, близким к единице.

Интенсивность осадков может превысить отток воды, тогда весь воздух из этих рыхлых пород будет вытеснен, возникнет эффект взвешивания частиц грунта в воде. Грунт, в котором благодаря сильному промачиванию уменьшился угол внутреннего трения и произошло взвешивание его в воде, приходит в движение по круто наклоненной подстилающей поверхности склона горы из связанного грунта. Сползающая селевая масса, состоящая из разнородных частиц грунта и воды, напоминает по внешнему виду бетонную смесь и обладает такими же свойствами текучести. Имея большую объемную плотность, она устремляется вниз по руслу горной речки. Объемная плотность таких потоков может достигать 2,5 т/м³. Это особая форма твердого стока в условиях гор (М. С. Гагошидзе); движение горной массы вниз обусловлено в данном случае не движением воды, подвижностью смеси из частиц грунта и воды как квазиоднородной тяжелой жидкости. Такой вязкий поток перемещается с огромной скоростью (до 5...7 м/с) не в виде обычного течения жидкости, а путем скольжения по дну горной речки при незначительном внутреннем перемещении отдельных масс. Он взвешивает и перемещает огромные глыбы скальной породы, обломки конструкций мостов и другие громоздкие тела.

Для всех селевых потоков характерны стремительность нарастания расходов, огромная концентрация грунта и заметно увеличенная скорость течения (по сравнению с водным потоком). При значительном разбавлении воды старших рек признаки селевого потока исчезают.

Вред, причиняемый селевыми потоками, весьма велик. В узком русле они имеют значительную глубину, подвижность и стремительно продвигаются, разрушая все препятствия на своем пути. При выходе из гор глубина резко уменьшается, вода «отходит», твердая составляющая потока теряет подвижность и «застывает».

Характерная особенность селевых выносов — неупорядоченная смесь отложений самой различной крупности — от илистых частиц глинозема до крупных обломков скалы. Обширные площади полей с плодородной почвой оказываются покрытыми «глинобетонными» отложениями, объем которых исчисляется сотнями тысяч и миллионами кубометров. Они заваливают также речные гидротехнические сооружения, дороги и даже населенные пункты.

Уменьшение возможности формирования и вредных последствий прохождения селевых потоков достигается проведением организационных, лесомелиоративных и гидротехнических мероприятий.

Один из существенных исходных элементов проектирования этих мероприятий — прогноз объема и наибольшего расхода селевого потока, а также его характера (по консистенции).

13.5.2. Гидротехнические мероприятия и сооружения по борьбе с селевыми потоками

По месту воздействия противоселевые мероприятия делятся на *склоновые* и *русловые*. Склоновые имеют задачу предотвратить образование селевой массы и включают террасирование склонов, строительство нагорных и водоотводных каналов, подпорные улавливающих стенок, а также дренаж склонов для повышения их устойчивости.

Русловые предназначены для защиты каких-то объектов от воздействия селевого потока. Они делятся на четыре группы: селезадержание, селеотвод, селепропуск, руслоукрепление.

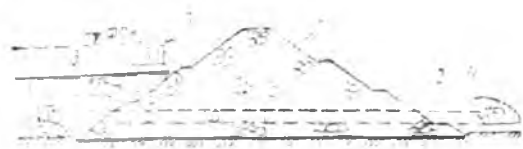


Рис. 13.17. Гидроузел селехранилища с каменно-набросной (или завальной) плотиной и туннельным водосбросом:

1 — грунтовая плотина; 2 — водосбросный тракт; 3 — вход в водосброс; 4 — выход.

Селезадержание в значительной мере снижает угрозу проявления селевых потоков. Оно осуществляется созданием селехранилищ, временным подпором уровней во время прохождения селя сквозными сооружениями, организацией боковых камнеудерживающих площадок, устройством копаней — наносоуловителей.

На рисунке 13.17 показана глухая плотина селехранилища. Водосбросом служит туннель, разработанный в скальном грунте в обход плотины (или труба в основании плотины с башней при входе). Обычные расходы воды пропускаются через туннель. При прохождении селевых потоков с большими расходами уровни повышаются и перед плотиной формируется зона подпора, в которой и задерживаются крупнозернистые включения. По мере завала наносами нижней части селехранилища его наносозадерживающая и трансформирующая способность уменьшается. Включение в работу следующей зоны селехранилища осуществляется прикрытием нижней головы туннеля; в работу вступает входной портал, расположенный выше. При полном заполнении селехранилища плотину наращивают или строят новое селехранилище.

Такие сооружения дорогие, поэтому для задержания и переформирования селевых потоков предложено много сквозных конструкций.

Селеуловитель М. С. Гагошидзе (рис. 13.18, а) представляет собой жесткую решетку из железобетонных стоек и ригелей. Размеры клеток: по глубине потока и ширине — 2...4 м, по длине — 4...8 м. В обычное время поток течет между стоек, которые не оказывают существенного сопротивления. При прохождении селя значительная часть элементов сквозной преграды оказывается в потоке и перед сооружением формируется зона подпора, в которой

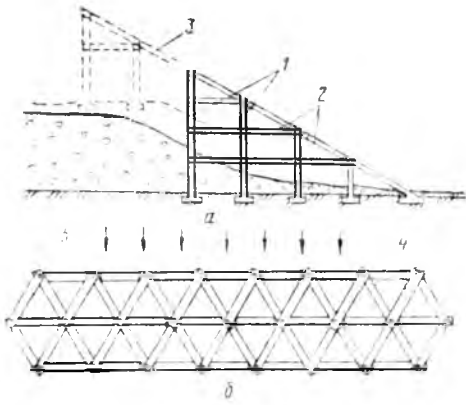


Рис. 13.18. Решетчатые (сквозные) селезадерживающие сооружения:

a — наклонный селеуловитель М. С. Гагошидзе; *б* — селеуловители конструкции ЗакНИГМИ (план); 1 — колонны; 2 — горизонтальные ригели; 3 — возможная достройка в перспективе; 4 — унифицированная железобетонная балка; 5 — стальные трубы.

и задерживаются крупные включения селевого потока.

Сквозную конструкцию, приведенную на рисунке 13.18, *б*, собирают из одного типоразмера железобетонных балок, имеющих на концах отверстия. Этими отверстиями балки надевают на трубы. Поскольку на одни и те же трубы надевают балки разных направлений, то вся конструкция получается сквозной. Для необходимой устойчивости конструкцию развивают в ширину. Работа ее аналогична предыдущей. Обе они удовлетворительно задерживают наиболее крупные включения селевых потоков, однако могут быть разрушены быстродвижущимся фронтом связанных селевых потоков. Поэтому М. С. Гагошидзе для защиты от связанных селевых потоков сквозных сооружений предложил делать тросовые конструкции селереза и селезаграждения, которые рекомендуется устанавливать перед железобетонными конструкциями. Тросовая конструкция (сетка из тросов) эластична и в значительной мере смягчает первый удар селевого потока. Задержанный между двумя сетками объем камня является как бы буферным сооружением. При подъеме уровня селевой поток теряет скорость в зоне подпора, то есть на подходе к сооружению. Имеются и другие конструкции селезадерживающих сооружений.

Для защиты от затопления селевым потоком или уже трансформированным в селехранилище потоком применяют

селеотвод. Это мероприятие выполняется обычно ниже выхода речки из гор, в пределах конуса выноса. Обычные расходы воды направляют из множества русл по какому-то одному на конусе выноса, а также забирают в канал. На пути потока воды есть ограничивающие сооружения, и как только селевой поток с большими расходами подойдет к району этих сооружений, то ограничения в пропускной способности приведут к подъему уровней, прорыву оставленной грунтовой перемычки и к направлению селевого потока на место запланированной аккумуляции селевой массы. Это осуществляется с помощью специальных защитных дамб, специального (ловчего) селевого канала или комбинации канала и дамбы, которая при строительстве служит кавальером грунта. Канал рассчитывают из условия недопущения осаждения в нем селевых выносов; откос дамбы, в зависимости от скоростей течения и глубины селевого потока, может быть с креплением и без него. Концевой участок селеотводящего тракта делают из условия плавного растекания потока и предотвращения подпора уровня в канале осевшими наносами.

Селепропускные сооружения рассмотрены в главе 8.3.

Наиболее сложным примером селепропуск в случаях примерно одинаковых отметок уровней воды селевого потока и потока в канале. Первым вариантом решения здесь будет дюкер на канале. Если же канал большой, а селевой поток по расходам соизмерим с расходами в нем, то может быть эко-

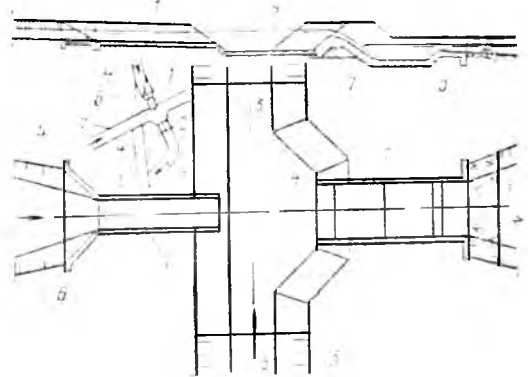


Рис. 13.19. Селевпуск в канал:

a — примерная схема компоновки; *б* — план селевпуска; *в* — разрез по оси; 1 — лоток селевпуска; 2 — участок расширенного канала; 3 — отводящее русло; 4 — русло селевой реки; 5 — оросительный канал; 6 — сопрягающая дамба; 7 — водосброс.

номичнее вариант селевпуска (рис. 13.19). Селевой поток впускается в канал, который может быть завален наносами. Поэтому принимают меры для задержания наносов и перерегулирования расходов воды выше селевпуска.

Поскольку расходы воды селевого потока могут неожиданно переполнить канал, построенный на косогоре, то обязательно вблизи селевпуска должен быть водосброс с отметкой гребня на нормальном (или форсированном) уровне. Участок канала между селевпуском и водосбросом должен пропустить ожидаемый расход воды без аварии. Отложенные на этом участке наносы во время прохождения селея следует оперативно удалить механизмами.

В зоне влияния селевого потока гребень дамбы канала с подгорной стороны делают выше на величину возможного подпора уровня при прохождении селея.

Внезапный большой ливневой сток приводит к значительному насыщению потока наносами в горной части реки. При выходе из гор он может затопить сельскохозяйственные угодья и населенные пункты. Эродирующую способность таких потоков в значительной мере снижают строительством *руслоукрепительных* сооружений. Берега от размыва защищают шпорами, дамбами, защитными одеждами и т. д. (разд. 10). Для предотвращения донной эрозии применяют донные пороги-перепады.

Раздел 14. РЕЧНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ И ВОДОХРАНИЛИЩА

14.1. КОМПОНОВКА РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

14.1.1. Классификация речных гидроузлов

Основная классификация гидроузлов и входящих в него сооружений приведена в главе 1.2.

Задача сооружений водозаборных гидроузлов (бесплотинных и плотинных) — обеспечить подачу воды в ирригационный, гидроэнергетический (или комплексного назначения) канал в соответствии с планом водопользования. Плотинные водозаборные гидроузлы обычно бывают низконапорные; при их эксплуатации отметка уровня воды изменяется в небольшом диапазоне (обычно не более 1,5...2 м). Например, 1-азалкентский гидроузел на р. Чирчик (около г. Ташкента) с напором 7 м обеспечивает забор воды в канал, на котором расположены 16 гидроэлектростанций; из этого же энергетического канала вода забирается в несколько ирригационных каналов.

С помощью гидроузлов, регулирующих речной сток (водохранилищных), создаются водохранилища, в которых запасается вода паводков. Эта вода хранится некоторое время, а затем используется, когда потребность в ней превышает возможности бытового стока. Регулирование стока воды может быть сезонным и многолетним. Весь объем водохранилища делится на динамический (НПУ и ФПУ), регулирующий — полезный (между уровнем мертвого объема — УМО и НПУ) и мертвый объем (ниже УМО), который не срабатывается при эксплуатации водохранилища.

Характер основания главных сооружений очень сильно влияет на конструкции и компоновку гидроузлов; по этому признаку гидроузлы делят на скальных и на нескальных основаниях.

14.1.2. Основные положения при разработке компоновки гидроузлов

Разработка компоновки гидроузла — весьма сложная и ответственная работа. Недостатки принятой компоновки могут обнаружиться при строительстве и эксплуатации гидроузлов; выправить обнаруженные недостатки иногда бывает очень трудно или вообще невозможно. При разработке компоновки следует максимально использовать опыт высококвалифицированных специалистов, а также примеры построенных, хорошо работающих гидроузлов. Для гидроузлов I и II классов компоновка должна быть обоснована данными лабораторных исследований. Для гидроузлов III и IV классов лабораторные исследования обязательны в случаях применения новых схем компоновки [100].

При разработке состава, конструкций и компоновки сооружений гидроузла руководствуются следующими требованиями:

наилучшее и наиболее экономичное решение гидроузлом водохозяйственных задач при надежной работе сооружений;

наиболее полное использование природных возможностей (топографических, геологических, гидрологических) для снижения стоимости и сокращения сроков строительства, использования местных грунтовых материалов и т. д.;

комплексное решение задач водного хозяйства, включая перспективу;

применение наиболее рациональных в данных природных условиях схем пропуска строительных расходов и перекрытия русла;

возможность (или необходимость) введения в эксплуатацию гидроузла очередями;

применение наиболее передовых технологических методов строитель-

ва с минимальным числом вспомогательных сооружений и удобным размещением небольших по производительности объектов производственной базы;

учет экологии: сохранение или компенсация полезных процессов, исключение условий или причин для возбуждения чуждых природе или вредных для человека процессов (ухудшение качества воды, массовая эрозия почв на орошаемых массивах и т. п.);

учет требований санитарной подготовки и охраны зоны водохранилища и санитарной безопасности (при наличии водозабора для водоснабжения);

рациональное размещение обслуживающих механизмов, подсобных помещений и других объектов, удобство осмотра и ремонта конструкций и сооружений;

учет деформации русла в верхнем и нижнем бьефах (заиление, занесение и развитие дополнительного подпора уровней воды в реке и грунтового потока, снижение уровней воды при общем размыве, береговые деформации);

учет возможного изменения термического режима в верхнем и нижних бьефах (а также возможности подъема уровней воды при зажорах и заторах в ВБ);

максимальное использование ландшафта для придания гидроузлу эстетического вида;

наличие резервов для возможных дополнений и изменений в перспективе (например, установка дополнительных агрегатов ГЭС, НАЭС или ГАЭС при полном регулировании водотока, увеличение объема водозабора и т. д.), учет возможностей для более полной механизации и телеуправления в дальнейшем;

создание благоприятных рекреационных условий, охрана природных и культурных памятников, существующих или потенциальных разработок полезных ископаемых;

оборона объекта и условия наиболее производительной работы его в военное время.

Разработку компоновки гидроузлов ведут в несколько этапов. Окончательно компоновку выбирают при технико-экономическом сравнении вариантов или по экологическим соображениям (которые нельзя оценить экономически).

14.1.3. Условия, влияющие на компоновку гидроузлов

С самого начала проектирования гидроузла и разработки его компоновки необходимо знать цели его возведения (назначения) и состав участников водохозяйственного комплекса. В процессе проектирования состав участников и доля их относительного участия могут изменяться. Часто требования участников водохозяйственного комплекса противоречивы (например, гидроэнергетика и ирригация, ирригация и рыбное хозяйство).

Учет требований приводит к определению основных характеристик гидроузла:

отметки НПУ, полезной емкости, расходов и объемов водозабора, мощности ГЭС или ГАЭС и т. д. Их сопоставляют с возможностями, которые предоставила природа. При этом характеристики можно корректировать в связи с ограничением или увеличением потребностей участников комплекса.

На начальных этапах проектирования рассматривают 2...3 створа местоположения основных сооружений гидроузла. Топографические и геологические условия (включая фоновую сейсмичность) решающим образом влияют на местоположение и конструкции сооружений средненапорных и высоконапорных гидроузлов, их взаимную компоновку. При проектировании низконапорных гидроузлов эти требования ослаблены; на первый план часто выдвигаются условия борьбы с наносами, а также с ледовыми явлениями (при эксплуатации и во время строительства).

На компоновку гидроузла и размеры его основных сооружений влияют также наличие других гидроузлов на данной реке и перспективы водохозяйственного освоения ее бассейна. Например, с вводом новых водохранилищ уменьшается вероятность формирования в данном створе больших расходов воды. Или, наоборот, необходимость быстрой сработки водохранилищ в аварийной обстановке влияет на пропускную способность водопропускных сооружений. На конструкции и компоновку сооружений значительно влияет прогноз движения волны пролива.

14.1.4. Примеры компоновки сооружений на равнинной реке

На рисунке 14.1 схематически изображен Камский гидроузел. Основное назначение его — гидроэнергетика. Он создает напор 22 м. Наносов в данных условиях практически нет и никакого влияния на проектирование они не оказали. Водопусковые сооружения гидроузла размещены у высокого правого берега на слабой скале. Для уменьшения объема выемки здание ГЭС совмещено с водосбросными сооружениями; их фронт оказался даже меньше ширины русла в НБ. Избыточная кинетическая энергия потока даже при значительных удельных расходах воды ($57 \text{ м}^2/\text{с}$ на 1 м) гасится на бетонном креплении НБ.

Пойма реки перекрыта до левого высокого берега грунтовой плотиной, намытой из аллювиального песка с гравием. Она разрезается судоходным шлюзом.

Первые и вторые камеры шлюза находятся в ВБ. Для улучшения работы их стен справа и слева сделаны дамбы. Причальная дамба для швартовки судов выступает далеко в водохранилище. Направление оси судоходного пути выбрано так, что суда проходят этот затруднительный участок пути без поворотов.

Бетонные сооружения гидроузла строили под защитой перемычек из

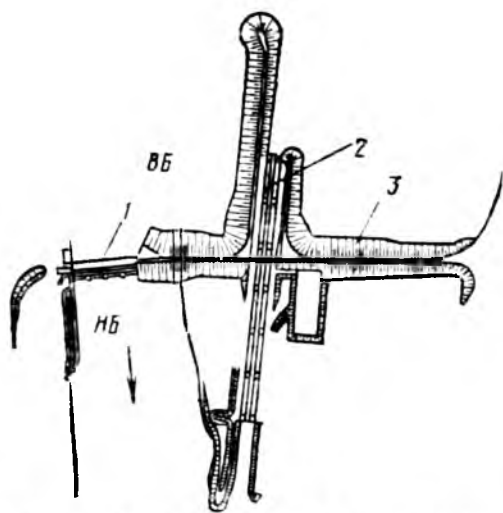


Рис. 14.1. Схема компоновки Камского гидроузла на р. Каме:

1 — водосбросы и совмещенное здание ГЭС; 2 — двухниточный шестиступенчатый судоходный шлюз; 3 — земляная намывная плотина.

стального шпунта (русловая компоновка); расход воды во время строительства проходил в оставшейся свободной левобережной части русла.

Цимлянский гидроузел (1952 г.), как было указано в главе 1.2, решает задачи судоходства (в верхнем и нижнем бьефах), гидроэнергетики, ирригации и рыбного хозяйства. Гидроузлом создан подпор 26,6 м, объем водохранилища 24,3 млрд. м^3 , в том числе полезный 11,5 млрд. м^3 , длина водохранилища 360 км, наибольшая ширина 38 км. Длина напорного фронта на оси плотины — около 13 км (см. рис. 1.1).

Гидроузел состоит из водосливной плотины, ГЭС, судоходных шлюзов, водозаборного сооружения Донского магистрального канала (ирригационного) и рыбоподъемника. Все эти сооружения соединены земляной намывной плотиной протяженностью 12,7 км. Цимлянский гидроузел — это пример вынужденной рассредоточенной компоновки.

Водосливная плотина и ГЭС расположены в наиболее глубокой части водохранилища (вблизи русла Дона). Такое расположение не потребовало больших работ по сооружению отводящего русла и позволило пропускать расходы воды в строительный период по бытовому руслу реки.

В водохранилище ожидалась ветровая волна до 3 м. Перед входом в судоходный шлюз требовалось устройство аванпорта. Защитные дамбы в глубоководной части были бы дорогими, поэтому их вынесли в левобережную часть водохранилища. Здесь же пришлось делать и шлюз № 14. Топография левого берега предопределила строительство двух раздельных шлюзов. В районе аванпорта расположен также порт.

Местоположение водозаборного сооружения определилось трассой Донского магистрального канала. Это место защищено от больших ветровых волн дамбами. Сооружение построено с перспективой на $200 \text{ м}^2/\text{с}$, хотя первые 25 лет забиралось только $100 \text{ м}^3/\text{с}$.

Рыбоподъемник расположен на прогнозируемом пути миграции рыбы. Идя снизу вверх на нерест, она подходит к НБ водосливной плотины. Здесь и определено место рыбоподъемника.

Как видно на схеме по плотине проходят железная и автомобильная дороги, при трассировании которых

учитывали топографию, условия безопасности, расположение эксплуатационных поселков и др.

14.1.5. Пример компоновки гидроузла на реке с обилием песчаных наносов

На Амударье перед выходом реки в пределы новейшей дельты построен Тахиаташский водозаборный гидроузел, который позволяет осуществить значительный водозабор: на левый берег в канал им. В. И. Ленина — до $330 \text{ м}^3/\text{с}$, на правый берег в канал Кызкеткен — до $510 \text{ м}^3/\text{с}$ (рис. 14.2). В районе гидроузла расходы воды до 11 тыс. $\text{м}^3/\text{с}$. Русло состоит из мелко-го (меньше 0,3 мм) песка, поток обильно насыщен им.

Эти каналы построены давно, неоднократно реконструировались, но, в связи с ростом орошаемых площадей, ранней весной подача воды в них не обеспечивалась (расходы воды в реке уменьшались до $90 \text{ м}^3/\text{с}$). Место забора воды в каналы было выбрано из условий борьбы с наносами. Водозаборный шлюз канала Кызкеткен на правом (вогнутом) берегу построен на скальном основании непосредственно у уреза потока.

Тахиаташский гидроузел запроектирован так (рис. 14.2), чтобы в значительной мере сохранить все положительные стороны уже работающих каналов. Водоподъемная плотина смещена ниже голов каналов. Она подпирает уровень воды на небольшую величину, гарантируя водозабор в весеннюю межень и создавая некоторый подпор в половодье для увеличения расходов воды в речные бесплотинные водозаборы. Бетонные конструкции гидроузла

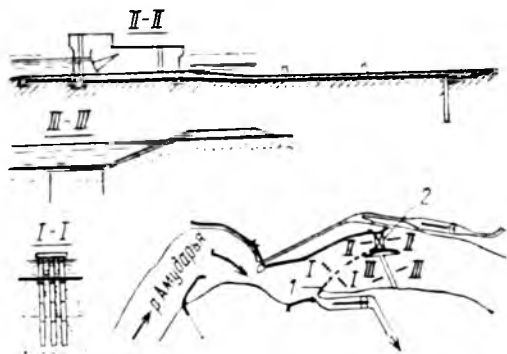


Рис. 14.2. Схема компоновки Тахиаташского гидроузла на р. Амударье:

1 — сквозная дамба из свай-оболочек; 2 — водосливная плотина.

(водобросная часть) строили насухо в котловане на левом берегу.

В составе гидроузла предусмотрены также судоходный шлюз, железнодорожный и автомобильный мосты. Скопившаяся в НБ рыба, идущая на нерест (осетры и другие виды), будет отлавливаться и перевозиться в ВБ Тюямуюнского гидроузла (около 150 км выше по реке). Это позволило отказаться от двух рыбопропускных сооружений в составе двух гидроузлов.

14.1.6. Примеры компоновки сооружений на реке с гравелисто-галечниковыми наносами

На рисунке 14.3 приведена схема компоновки Газалкентского гидроузла на р. Чирчик, введенного в работу в 1940 г. Расходы воды изменяются от 30 (в зимнюю межень) до $2140 \text{ м}^3/\text{с}$. Поток в течение года транспортирует 1,2 млн. м^3 взвешенных и 128 тыс. м^3 донных наносов крупностью до 200 мм.

Гидроузел возвели для обеспечения работы деривационных гидроэлектростанций и упорядочения водозабора в ирригационные каналы, забиравшие воду из р. Чирчик на правом берегу. Для решения этих задач с малыми уклонами почти параллельно реке был протрассирован канал. Места сосредоточенных падений предназначались для строительства ГЭС (всего на канале 16 ГЭС). Этим каналом пересекались старые ирригационные каналы. Вода в них подавалась из деривации.

Створ был выбран на участке выхода реки из горной части, где ее русло в глубоком врезе заканчивалось и начиналось формированием многоуровневности, сопровождаемое аккумуляционными процессами. Подпор уровней

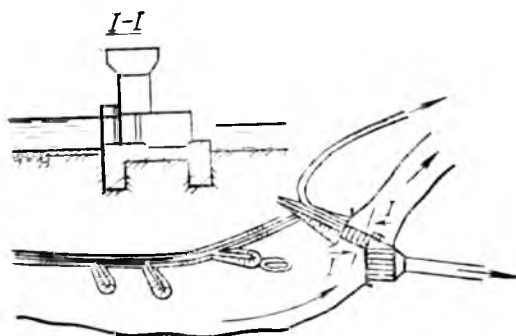


Рис. 14.3. Схема компоновки Газалкентского гидроузла на р. Чирчик (бассейн р. Сырдарьи).

в створе гидроузла принят 6 м; он распространился вверх по реке на 1 800 м (уклон реки около 0,003). Объем образовавшегося подпертого бьефа 1,8 млн. м³. Обилие наносов обещало быстро заполнить подпертый бьеф, поэтому компоновка гидроузла была подчинена борьбе со взвешенными и донными наносами. Сооружения и компоновка были исследованы на гидравлических моделях.

Водопропускные сооружения гидроузла сосредоточены у правого берега. Водозаборное сооружение на расходе воды 130 м³/с было выполнено в виде верхнего оголовка отстойника. Отстойник — шестикамерный, длиной 130 м, с гидравлической промывкой. Водоприемные отверстия имеют порог, возвышающийся над дном реки на 4 м, а над порогом примыкающих водосбросных отверстий — на 2,5 м. Для борьбы с гравелисто-галечниковыми наносами в пороге сделаны 6 промывных галерей (3,5×1,7 м со скоростями до 9 м/с), отметка порога промывников на 2,7 м ниже порога водоприемника.

Все тракты, по которым транспортируются донные наносы, облицованы чугунными плитами (дно и стены на высоту 1,2 м).

К водосбросу примыкает грунтовая плотина, образующая водонапорный фронт на левом берегу. На низовом откосе плотины в бетонном лотке построен левобережный оросительный канал с расходом 2 м³/с.

Бетонные сооружения гидроузла строили в русле реки; для пропуска строительных расходов реки в обход котлована на левом берегу был построен обводной канал.

Еще одним примером низконапорных гидроузлов на реках с обилием наносов служит Сарыкурганский гидроузел (1947 г.) на р. Сох (Узбекская ССР) с многорукавным руслом (рис. 14.4).

Расходы воды в реке изменяются от 6 до 251 м³/с. Поток транспортирует много наносов (гравий, галька, булыжник и валуны размером до 220 мм). Из забираемых 60 м³/с воды большая часть предназначалась для правобережного канала, поэтому водозаборные шлюзы были совмещены у правого берега, а в левобережный канал вода подавалась двухочковым дюкером (в водобое). По условиям командования

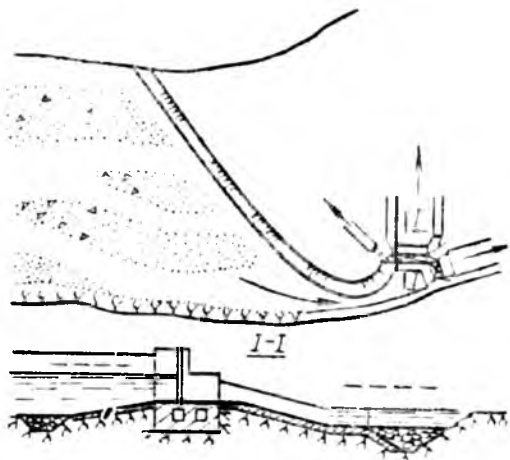


Рис. 14.4. Схема компоновки Сарыкурганского гидроузла на р. Сох.

уровень воды в реке был подперт на 2,7 м.

В компоновке гидроузла использован принцип возбуждения поперечной циркуляции потока методом искривления потока с помощью струенаправляющих криволинейных дамб. Грунтовая плотина пересекает всю пойму; в зоне примыкания к правому берегу ее ось искривляется, образуя левобережную струенаправляющую дамбу. Облицовкой правого берега формируется правая граница потока, который в пределах гидроузла на сравнительно короткой длине поворачивается примерно на 135°. Такое искривление возбуждает интенсивную поперечную циркуляцию, и поверхностные струи устремляются к вогнутому правому берегу, а придонные, обильно насыщенные донными наносами, — к левому.

Перед водозаборным шлюзом возведен Г-образный порог, возвышающийся над порогом сброса на 2,6 м. Интенсивная поперечная циркуляция и Г-образный порог надежно защищают канал от гравелисто-галечниковых наносов.

14.1.7. Примеры компоновки сооружений высоконапорных гидроузлов

Нурекский гидроузел на р. Вахш (рис. 14.5) создал русловое водохранилище длиной 70 км, вместимостью 10,5 млрд. м³, в том числе 4,5 млрд. м³ составляет полезная емкость. Назначение гидроузла — выработка гидроэлектростанцией электроэнергии и регули-

рование стока реки (сезонное и частично многолетнее) для нужд орошаемого земледелия.

Среднемноголетний сток воды в створе составляет 20,5 млрд. м³, наибольший расход паводка — 3900 м³/с, расчетный расход гидроузла 0,01% —ной обеспеченности — 5400 м³/с. Река транспортирует много наносов: средняя за половодье мутность составляет 3,5...4 кг/м³. Сейсмичность района оценивается в 9 баллов.

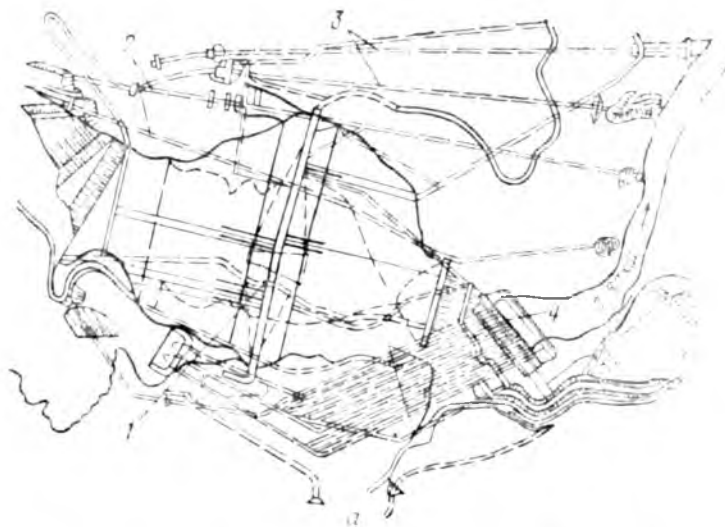
Напорный фронт гидроузла образуется каменно-земляной плотиной с ядром высотой 300 м и длиной по гребню 704 м. Противофильтрационная завеса и ядро соединяются с помощью бетонной «пробки», которая представляет «фундаментную» часть ядра. Основанием плотины служат чередующиеся слои песчаников и алевролитов, падающих вверх по течению; встречаются зоны тектонического дробления этих скальных пород.

При возведении плотины в русле реки водоотвод строили в обход котло-

вана по туннелям трех ярусов (поперечное сечение 103 м²). Верхний ярус строительного туннеля используется в качестве постоянного водосбросного сооружения. Он имеет заглубленный под уровень мертвого объема вход в виде портала. Туннель перекрывается затворами из подземного здания. В этот же туннель имеется сброс из поверхностного оголовка другого водосброса.

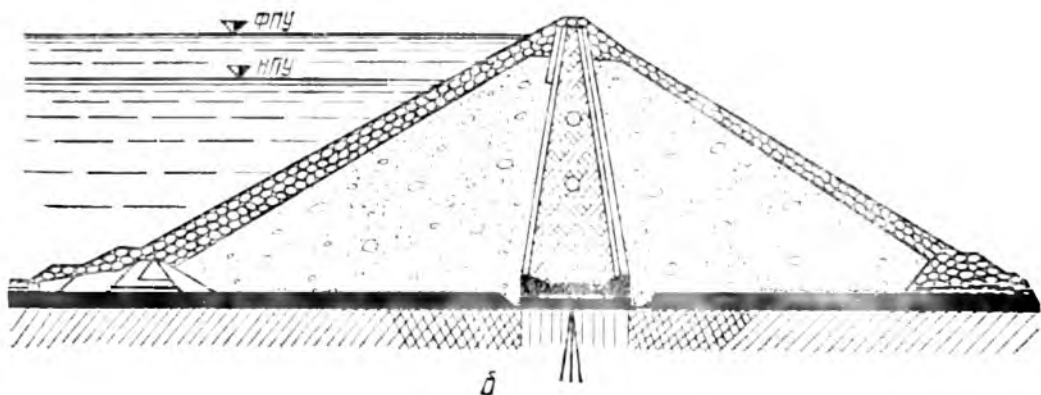
Здание ГЭС расположено на правом берегу реки у низовой перемычки. В нем размещены 9 агрегатов мощностью по 300 МВт. Три деривационных туннеля диаметром 10 м начинаются в водохранилище; порог их заглублен на 40 м под УМО. Далее каждый туннель разветвляется на три турбинных водовода диаметром по 6 м и длиной по 500 м.

Строительство Нурекской ГЭС велось в две очереди. При достижении плотиной высоты 140 м была введена в работу первая очередь из трех гидроагрегатов, специально изготовленных



14.5. Схема компоновки Нурекского гидроузла на р. Вахш:

а — план гидроузла; *б* — поперечное сечение плотины; 1 — плотина; 2 — туннели строительного периода; 3 — водосбросные туннели; 4 — здание ГЭС.



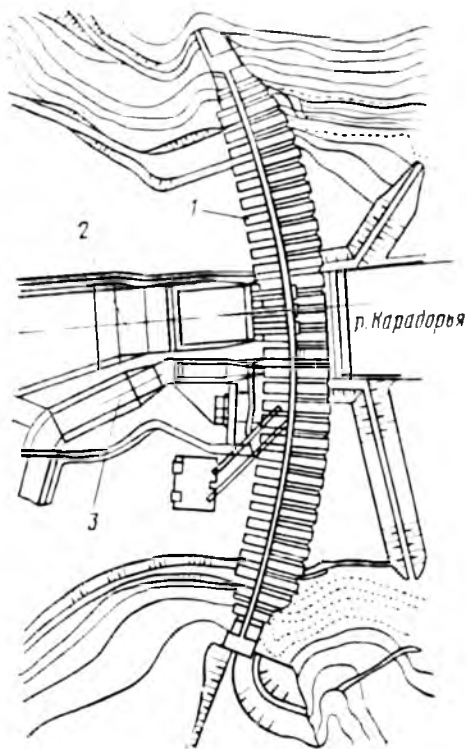


Рис. 14.6. Схема компоновки Андijanского водохранилищного гидроузла на р. Карадарья: 1 — плотина; 2 — водосброс; 3 — водовыпуск.

на эти переходные напоры. По мере достройки сооружений гидроузла монтировали и вводили в эксплуатацию постоянные гидроагрегаты.

Анджанский водохранилищный гидроузел построен на р. Карадарья (рис. 14.6 и 7.44). Это типичная горная река с обилием наносов крупностью до 250...300 мм. Расход воды в ней изменяется от 70 до 1 800 м³/с. Сейсмичность района — 9 баллов.

Создав подпор на 110 м, плотина (см. рис. 7.44) образовала водохранилище многолетнего регулирования вместимостью 1,75 млрд. м³, в том числе полезной емкостью 1,6 млрд. м³. Высота плотины 115,5 м принята предельно возможной по топографическим условиям. Цель регулирования — обеспечение орошения в бассейне р. Карадарья и ниже по р. Сырдарья. В составе гидроузла непосредственно за плотинной построена также гидроэлектростанция мощностью 100 МВт; вода, прошедшая турбины (до 136 м³/с), поступает непосредственно в оросительный канал.

Напорный фронт гидроузла образу-

ет бетонная массивно-контрфорсная плотина длиной 965 м; применение плотины такого типа дало экономию бетона по сравнению с гравитационной на 30 %. Плотина состоит из 33 секций со сдвоенными контрфорсами, опирающимися на скалу (хлоритовые сланцы) с тектоническими трещинами (на заделку трещин основания израсходовано 150 тыс. м³ бетона).

Водопроводящие сооружения расположены в пределах бетонной плотины. Водосбросные сооружения (см. рис. 7.44) размещены в пяти центральных секциях тремя ярусами: в нижнем ярусе — три временных отверстия и два постоянных (для пропуска строительных расходов воды), во втором ярусе — пять глубинных отверстий. Сверху гребня имеются три водосливных отверстия пролетом по 10 м с затворами на гребне. Через водосбросы в Карадарья может сбрасываться 1 700 м³/с. Водобойный колодец имеет длину 109 м.

14.2. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ МЕРОПРИЯТИЯ В БЬЕФАХ ГИДРОУЗЛОВ

14.2.1. Классификация верхних бьефов

При проектировании речных гидротехнических сооружений необходимо знать уровеньный режим в ВБ, который определяется как решаемыми задачами, так и естественными условиями. Наиболее простой уровеньный режим складывается у водозаборных гидроузлов: отметка уровня воды, которая обеспечивает водозабор (НПУ), поддерживается большую часть года. Однако расходы воды в реке постоянно изменяются, и даже при постоянном маневрировании затворами практически невозможно поддерживать уровень на одной отметке. Требуется какой-то интервал отметок. Кроме того, в течение относительно короткого периода половодья через гидроузел необходимо сбрасывать расходы воды, значительно превышающие меженные.

Учет этих факторов привел к тому, что перед гидроузлом появился второй расчетный уровень — форсированный подпорный уровень (ФПУ). Обычно в водозаборных узлах интервал между НПУ и ФПУ равен 0,5..1,5 (2 м). Это сравнительно небольшой диапазон изменения уровней. Верхние бьефы с та-

ким режимом уровней М. М. Гришин предложил называть *подпертыми*. В них не осуществляется ни сезонное, ни годовое, ни многолетнее регулирование стока. Если же одна из главных задач состоит в регулировании стока реки, то верхний бьеф называется *водохранилищем*. Уровень воды в водохранилище может изменяться в значительных пределах (десятки метров): от ФПУ и НПУ — наивысший уровень, обеспечивающий расчетную вместимость водохранилища, до УМО. Подпертые бьефы располагаются обычно в русле реки; при НПУ иногда затопляется и пойма.

Водоохранилища могут быть *долинные* (русловые), то есть образующиеся затоплением речной долины, *наливные*, образованные в понижениях вне речной долины, и расположенные в *долине соседней реки* (см. рис. 10.9).

При водохозяйственных расчетах различают водохранилища сезонного, годового и многолетнего регулирования стока. Несколько иная классификация верхних бьефов используется в методах расчета заиления. (см. 10.1.9).

14.2.2. Организация чаши водохранилищ

Первый этап строительства водохранилищ — отыскание места для его чаши и определение отметок расчетных уровней. Топографической характеристикой водохранилищ служат батиграфические кривые: кривая вместимости W и кривая площадей зеркала Ω в зависимости от отметки уровня в водохранилище Z . С точки зрения полезного использования отчуждаемой площади земли показательным будет отношение W/Ω , которое можно истолковать как среднюю глубину водохранилища (пруда). При проектировании оперируют обычно не всей вместимостью водохранилища, а только *полезной* $W_{\text{пол}}$, размещающейся между УМО и НПУ. Чем больше отношение $W_{\text{пол}}/\Omega$, тем лучше характеристики водохранилища. Для горных водохранилищ оно равно 8...15 и более, для равнинных — 2...5.

Речные долины обычно являются региональными дренами, поэтому подъем уровня воды в водохранилище, включая и зону дополнительного подпора, формирующуюся при занесении, приводит к подпору уровней грунтово-

го потока, направленного к реке. Этот подпор распространяется от реки на километры и даже десятки километров (в зависимости от водопроницаемости грунтов и подпора уровней в реке). Прогнозирование динамики дополнительного подпора в начале водохранилища и зоне *подтопления*, в которой будет ограничена или исключена хозяйственная деятельность, должно быть неотъемлемой частью проекта.

В экономическом отношении лучшим будет тот вариант створа плотины, НПУ, режима работы, защитных мероприятий и т. д., при котором сумма затрат на строительство и мероприятия в пределах водохранилища, отнесенная к единице продукции (1 м^3 полезной емкости, $1 \text{ кВт}\cdot\text{ч}$ электроэнергии и др.), наименьшая. Следует также учитывать другие стороны эффективности и ущерба, например возможность организации или улучшения судоходства, улучшение водоснабжения, рекреационный и социальный эффект, перекрытие путей миграции рыб и судоходства, влияние на прибрежные угодья и лесные массивы и т. д.

В состав мероприятий по организации чаши водохранилища входят:

перенос из зоны затопления и подтопления, а также из зоны разрушения береговой полосы волнами населенных пунктов, предприятий, дорог, ЛЭП, линий связи, исторических памятников и объектов;

защита отдельных объектов от затопления и подтопления, в том числе и некоторых участков сельскохозяйственных угодий. При ориентировочной оценке зона подтопления определяется положением уровня грунтовых вод в новых условиях: территория считается подтопленной при глубине грунтовых вод в населенных пунктах менее 4 м, в других местах — менее 2 м;

лесосводка и лесочистка с деловым использованием древесины;

санитарные мероприятия (дезинфекция и перенос инфекционных скотомогильников, кладбищ, очистных сооружений и т. д., хлорирование территорий);

подготовка тоневых участков при рыбохозяйственном использовании водохранилища;

археологические работы (выявление, раскопки и исследование археологических объектов, к которым не будет доступа);

противофильтрационные мероприятия на дне и бортах водохранилища, если фильтрация из него угрожает расположенным ниже объектам (удаленным иногда на десятки километров);

защита в необходимых случаях некоторых участков водохранилищ от ветровых и судовых волн, навала льда, высоких уровней, заторов и зажоров;

противооползневые работы;

водопонижающие мелиоративные мероприятия на защищенных от затопления мелководных зонах водохранилища;

работы по регулированию наносного режима водохранилищ;

противомаларийные мероприятия в южной зоне (до 64° с. ш.);

специальные мероприятия по регулированию биологического режима в водохранилищах, связанные с изменением термического и скоростного режимов потока;

экологические и природоохранные мероприятия.

Проведение этих мероприятий регламентируется нормативными документами.

14.2.3. Мероприятия в подпертых бьефах

Отличительная особенность подпертых бьефов — их значительная проточность, благодаря чему наносы транспортируются к гидроузлу и в НБ в первые же годы эксплуатации. Поэтому значительная часть мероприятий связана с аккумуляцией наносов в бьефе.

К первой группе мероприятий относится регулирование потока для формирования русла с оптимальным подходом к сооружениям гидроузла. В результате составления прогноза заиления подпертого бьефа определяют время подхода к гидроузлу песчаных фракций. Если это произойдет через 7...10 лет, то имеет смысл строить регуляционные сооружения одновременно с гидроузлами, используя ту же производственную базу. При длительных сроках заиления регуляционные сооружения могут быть построены во вторую очередь к тому времени, когда они действительно необходимы (подход мелкого гравия).

Регуляционные сооружения в подпертом бьефе иногда строят с целью защиты от заиления части подпертого бьефа, которая может быть полезной

для суточного регулирования расходов воды (например, на ГЭС и ГАЭС). Такая схема наиболее целесообразна при широком подпертом бьефе (большая площадь зеркала дает возможность проводить регулирование при меньшем диапазоне уровней). Эту широкую мелководную часть отгораживают от всего бьефа дамбой, нерегулируемый вход в нее оставляют вблизи гидроузла. Таким образом, заиление и занесение будут происходить только в зоне транзитного потока. Крупные наносы к гидроузлу подойдут быстрее, но противонасосные средства гидроузла защитят канал. Затем наносы сбрасывают в НБ. Заиление регулирующей, отгороженной от транзитного потока части подпертого бьефа происходит только теми наносами, которые заносятся аккумулятивной в ней водой; интенсивность заиления при этом намного меньше, чем при прохождении транзитного потока.

Некоторое время (несколько лет) наносы из подпертого бьефа могут смываться при снижении уровня воды (за несколько часов могут быть смыты десятки и даже сотни тысяч кубометров осевших песчано-гравелистых наносов). Критерием для оценки условий промывки служит мощность потока на участке смыва наносов $N = Q\Delta z$; здесь Δz — перепад уровней на участке, где наносы будут смыты (в первом приближении его можно принять как снижение уровней во время промывки). Наибольшее значение Δz определяется конструкцией и размерами водосбросных сооружений, а также подтоплением уровней в НБ.

При промывках к гидроузлу в промываемую зону интенсивно подтягиваются крупные донные отложения, поэтому через несколько лет эффективность промывок уменьшается. При промывках надо обязательно фиксировать все элементы потока и русла и делать анализ их изменения (см. 11.3.5). Промывки могут привести к неблагоприятному формированию русла перед гидроузлом, поэтому в таких условиях ими следует управлять с помощью регуляционных сооружений.

14.2.4. Мероприятия в нижних бьефах гидроузлов

Изменения в нижних бьефах режимов расходов, уровней, наносов вызы-

вают значительные нарушения экологических систем и в большинстве случаев снижают продуктивность рек и их пойм. При составлении проекта мероприятий в НБ необходимо выполнить прогноз общего размыва русла. Размеры и интенсивность его зависят от типа русла; особенно значительным он будет в руслах неустойчивых (гл. 10, II, III и V типы). Например, на равнинной р. Дон в нижнем бьефе Цимлянского гидроузла понижение уровней за первые 8 лет составило 1,3 м, за I Тедженским гидроузлом — 5,6 м, за Мало-Кабардинским на р. Терек — 2,6 м. Следует также иметь в виду, что в руслах III, IV и V типов сначала преимущественно развиваются глубинные деформации, а затем (с укрупнением отмытки) — плановые (смыв берегов). Явление общего размыва в значительной мере регулируется (см. 10.2.4).

Снижение уровня воды при общем размыве — это как бы снижение базиса эрозии для рек-притоков, поэтому надо разрабатывать мероприятия по регулированию, сокращению или недопущению общего размыва также и на реках-притоках.

Изменения термического режима сводятся к тому, что под влиянием водохранилища температура воды зимой будет выше и река на протяжении многих километров в НБ может не замерзнуть. Летом из водохранилища идет вода холоднее, чем в бытовых условиях. Изменение температуры приводит к замене биоценозов, и надо знать, какие биоценозы сформируются, чтобы оценить степень их пользы или вреда.

Наибольшие изменения происходят на пойме. Под влиянием регулирования стока водохранилищем она не затопляется (затопление — основа плодородия поймы). В течение межени осуществляются судоходные или энергетические попуски при уровнях выше бытовых; они подпирают уровень грунтового потока на пойме и под надпойменными террасами. В результате смены режимов продуктивность лугов и пастбищ уменьшается в 8...10 раз (р. Дон ниже Цимлянского гидроузла, р. Иртыш ниже Бухтарминской ГЭС и др.). Кроме того, ликвидируются нерестилища на десятках и сотнях тысяч гектаров.

При составлении проектов и рекон-

струкции сооружений необходимо предусматривать возможность сохранения и увеличения продуктивности пойм участниками водохозяйственного комплекса. Например, из водохранилищ можно ежегодно затоплять пойму в НБ на 8...10 сут в режиме влагозарядкового полива, а в многоводные годы раз в 3...4 года — в режиме нерестилища (40...45 сут). Затоплять пойменные массивы можно сработкой и меньших объемов воды с помощью специальных водоподпорных сооружений. И, наконец, гарантированный и обильный урожай на пойме можно обеспечить орошением в промывном режиме (только с нисходящим током воды). Этот прием требует еще меньше воды, но связан с большими затратами труда.

Если повышение уровней воды в русле привело к утрате дренирующей способности реки и к недопустимому подъему уровней грунтового потока, то требуется строительство дрены, заменяющей русло в бытовых условиях. Эрозионный врез заполнен обычно водонепроницаемыми грунтами. Уровнем воды в дрене, необходимое влияние которой распространяется на всю толщу аллювия до коренных пород, можно регулировать водно-воздушный режим на пойменных массивах по всей длине НБ, где проявляется отрицательное влияние попусков.

При суточном регулировании попуски ГЭС и ГАЭС неблагоприятно влияют на бесплотинные водозаборы в НБ. Лучшим решением в этом случае будет организация ниже водохранилища перерегулирующего контрбьефа. Например, ниже высоконапорных Токтогульской и Курпсайской ГЭС на р. Нарын имеется контрбьеф Учкурганской ГЭС, ниже Нурекской и Байпазинской высоконапорных ГЭС на р. Вахш есть бьеф Головной ГЭС.

Могут быть случаи значительного расходования воды в створе водозаборного гидроузла. Это ведет к обмелению и зарастанию русла, к утрате им дренирующей способности и другим отрицательным последствиям. Чтобы сохранить прежние размеры и положительные свойства русла, совершенно необходимо по нему ежегодно делать попуски потока с руслоформирующим расходом воды (уровень с бровками поймы). Если этого не делать, то развивающиеся процессы приведут к утрате не только дренирующей, но и про-

пускной способности. Следовательно, в многоводные годы русло не пропустит своего прежнего расхода воды, что вызовет дополнительное непредвиденное затопление. Это особенно опасно, если русло обваловано, так как могут произойти прорыв дамб и аварийное затопление обвалованных территорий.

В некоторых случаях требуются специальные санитарные попуски.

К значительному дополнительному подъему уровней (и другим отрицательным последствиям) приводит перекрытие гидрографической сети на пойме (протоки, ерики, старицы, понижения) и в особенности строительство поперечных дамб (дамбы рыбохозяйственных прудов, нерестово-выростных хозяйств, дорожные и др.). Все это сокращает пропускную способность поймы. Во многих случаях по пойме идут расходы в несколько раз больше, чем в русле. Перепад уровней сосредоточивается на этих перегораживающих сооружениях; в русле происходит интенсивный размыв. Продукты этого размыва откладываются ниже участка сосредоточения энергии потока. В таких условиях образуются зоны существенно отличных от бытовых уклонов поверхности воды и создаются условия для интенсификации русловых процессов.

В случае низконапорных гидроузлов с большим водозабором из рек с обильным твердым стоком может произойти занесение русла в НБ (Кизылякский гидроузел на р. Амударье). Объемы отложений могут быть настолько значительными, что уровни воды в НБ подпирают уровни в ВБ, и гидроузел уменьшает пропускную способность его при большом расходе воды. При значительных уклонах рек (более 0,005) и при высоких берегах в ВБ такое затруднение легко устранить наращиванием плотины, то есть реконструкцией сооружений из условия повышения отметок НПУ и ФПУ. При низких берегах или обвалования в ВБ пока единственным остается регулирование русла в НБ для формирования одорукавного глубокого русла, в котором поток обладает наибольшей транспортирующей способностью. Регуляционные сооружения должны также упорядочить складирование наносов по всей длине участка занесения, вовлекая в этот процесс возможно большие площади. Значительным резервом может быть организация карьеров по добыче нерудных материалов (песка, гравия) в региональных масштабах. Возможен также вариант образования специального наносохранилища выше гидроузла.

Раздел 15. ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

15.1. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

15.1.1. Задачи и виды лабораторных исследований гидротехнических сооружений и их развитие

Несмотря на большие успехи в развитии и практическом использовании теоретических расчетов гидротехнических сооружений, в значительной степени обусловленные широким использованием ЭВМ, многие вопросы при проектировании этих сооружений еще не удается разрешить с достаточной для практики точностью и надежностью. Ввиду этого широкое распространение получили лабораторные исследования гидротехнических сооружений на моделях, позволяющие при надлежащей их постановке с достаточной достоверностью прогнозировать поведение будущего сооружения в натуре и при его проектировании найти оптимальные решения, отвечающие условиям надежности и экономичности. При проектировании гидротехнических сооружений необходимо разумное сочетание теоретических расчетов и лабораторных исследований. Практически ни одно ответственное гидротехническое сооружение не строят без проведения при его проектировании ряда лабораторных исследований.

В лабораториях изучают самые разнообразные вопросы применительно к гидроузлам и отдельным их сооружениям, например гидравлически рациональные компоновки гидроузлов, предотвращающие попадание наносов в водозаборы, обеспечивающие благоприятные гидравлические режимы в русле на подходах к судоходным сооружениям, отсутствие опасных размывов НБ и т. д., рациональные конструкции устройств креплений НБ; кавитацию и вибрацию элементов сооружений (в том числе затворов); русловые

процессы и влияние на них регулирующих сооружений; фильтрацию в основании сооружений и берегах; напряженное состояние и несущую способность различных бетонных плотин и их оснований (в том числе с различными тектоническими нарушениями) при статических, динамических (сейсмических) и температурных воздействиях и многие другие.

Кроме того, как известно из других курсов, в лабораториях на образцах исследуют материалы, применяемые в гидротехнических сооружениях (бетон и др.), и грунты оснований этих сооружений.

В настоящее время практически во всех экономически развитых странах мира имеются многочисленные научно-исследовательские институты и отдельные лаборатории разных направлений (в том числе при вузах), занимающиеся изучением различных вопросов водохозяйственного строительства. В СССР большие исследовательские работы в этой области проводятся во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники (ВНИИГ) им. Б. Е. Веденеева, НИС Гидропроекта им. С. Я. Жука, Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации (ВНИИГиМ) им. А. Н. Костякова, ВНИИ ВОДГЕО и ряде других организаций.

15.1.2. Основы теории подобия

Для того чтобы по данным лабораторных исследований прогнозировать с достаточной достоверностью соответствующие характеристики работы сооружения в натуре (например, значения скоростей потока в НБ, напряжения в теле плотины и др.), надо знать *законы подобия*, на основе которых проектируют модели и делают пересчет в натуру результатов опытов, полученных на модели.

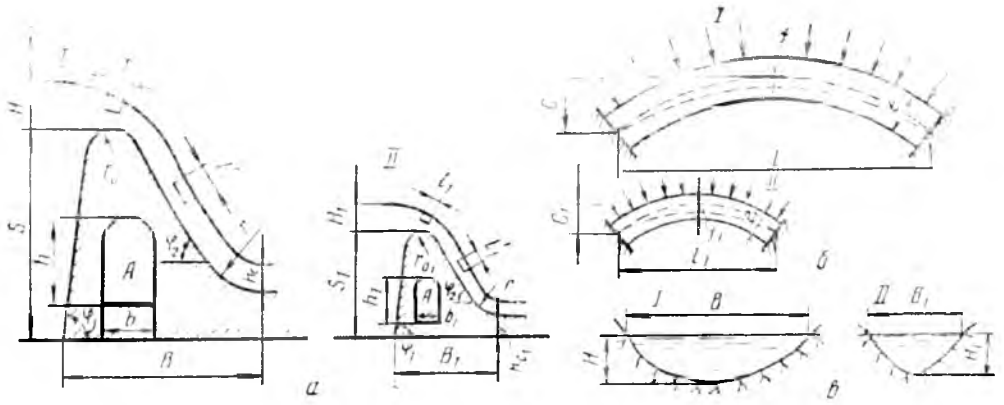


Рис. 15.1. Схемы к изучению геометрического и кинематического подобия систем: I — натура; II — модель.

Как следует из теории подобия, подобными называются явления, протекающие в геометрически подобных системах, в которых происходят процессы одинаковой физической природы и одноименные величины (линейные размеры, скорости течения и др.) имеют постоянное отношение между собой [43].

В соответствии с этим для двух рассматриваемых систем (например, для природы и модели) должны быть постоянными масштабные коэффициенты (или константы подобия) α , то есть отношения соответствующих одноименных величин:

$$\alpha_L = L/L_1; \quad \alpha_T = T/T_1; \quad \alpha_v = v/v_1; \\ \alpha_a = a/a_1; \quad \alpha_P = P/P_1 = K/K_1; \quad (15.1)$$

$$\alpha_\rho = \rho/\rho_1; \quad \alpha_\gamma = \gamma/\gamma_1; \quad \alpha_\nu = \nu/\nu_1 \text{ и т. д.}$$

где L и L_1 — линейные величины для этих систем; T и T_1 — время; v и v_1 — скорости; a и a_1 — ускорения; P и P_1 , K и K_1 и т. д. — силы (например, силы тяжести, вязкости и др.); ρ и ρ_1 — плотности; ν и ν_1 — кинематические коэффициенты вязкости; γ и γ_1 — объемные массы.

Рассмотрим механическое подобие систем, то есть случаи движения твердых тел или жидкости (покой — статические воздействия — частный случай). При этом различают подобие геометрическое, кинематическое и динамическое.

Геометрическое подобие. В соответствии с выражениями (15.1) геометрическое подобие будет выполнено, если для всех соответствующих линейных размеров двух рассматриваемых систем (далее будем считать их натурой

и моделью) $\alpha_L = L/L_1$ будет постоянным, то есть (рис. 15.1, а)

$$S/S_1 = B/B_1 = r/r_1 = r_0/r_{01} = \\ = h/h_1 = b/b_1 = H/H_1 = h_c/h_{c1} = \dots = \alpha_L, \quad (15.2)$$

а для схемы на рисунке 15.1, б:

$$l/l_1 = c/c_1 = e/e_1 = f/f_1 = \dots = \alpha_L \quad (15.3)$$

При соблюдении геометрического подобия формы модели и природы должны быть подобны, то есть, например, углы ψ_1 и ψ_2 должны быть одинаковы для обеих систем.

При моделировании требования геометрического подобия надо удовлетворять не формально, а с учетом того, какая задача рассматривается. Например, при гидравлических исследованиях водослива (рис. 15.1, а) нет необходимости на модели воспроизводить полость A в теле водослива [то есть нет необходимости в формуле (15.2) приводить отношения h/h_1 и b/b_1], а при исследованиях прочности конструкции воспроизвести такую полость нужно, если она не слишком мала. Если при гидравлических исследованиях указанного водослива определяют лишь его пропускную способность, то очень важно соблюсти геометрическое подобие оголовка и прилегающих к нему зон, но не важно, если $r/r_1 = \alpha_L \neq \alpha_L$ (так как за оголовком бурный режим и форма носка не влияют); если же исследуется и концевая часть водослива, то нужно соблюсти условие геометрического подобия и для этой зоны.

При соблюдении геометрического

подобия собственно модели не всегда можно получить геометрическое подобие для всех сходственных линейных размеров *потока*. Например, при $H/H_1 = \alpha$, может оказаться, что $h_c/h_{c1} = \alpha_L \neq \alpha$ (рис. 15.1, а), если не промоделированы сопротивления на водосливной поверхности (шероховатость). Это надо иметь в виду.

При прочностных исследованиях (см. 15.1.4) различают *строгое* и *не-строгое* (приближенное) геометрическое подобие. В первом случае условие геометрического подобия соблюдается не только для генеральных размеров сооружения, но и для деформаций, то есть в зависимость (15.3) включено и отношение прогибов f/f_1 . Иначе говоря, ставится и условие:

$$\varepsilon = \varepsilon_1, \quad (15.4)$$

где ε и ε_1 — относительные деформации.

При исследовании напряженно-деформированного состояния сооружений в упругой стадии это условие часто не выполняется (см. 15.1.4), то есть принимается $\varepsilon \neq \varepsilon_1$ (так называемое «расширенное» подобие), что облегчает измерение деформаций. Последнее возможно лишь при условиях: 1) чтобы деформации не модели были достаточно малыми и существенно не влияли на генеральные размеры и форму сооружения (на моменты, продольные и поперечные силы); 2) не было бы *потери устойчивости* модели.

Если геометрическое подобие не соблюдено и исследуются модели с искажением масштаба, что часто принимают при изучении русловых процессов (см. 15.1.3), то моделирование будет *приближенным*. В этом случае будут разные константы подобия для глубины и ширины: $\alpha_n = H/H_1$ и $\alpha_b = B/B_1$ (рис. 15.1, в).

Из условия геометрического подобия масштабные коэффициенты для площадей ω и объемов W :

$$\alpha_\omega = \omega/\omega_1 = \alpha_L^2 \quad \text{и} \quad \alpha_W = W/W_1 = \alpha_L^3. \quad (15.5)$$

При проектировании моделей важно обеспечить приемлемое геометрическое подобие *границ* моделей (подходного и отводящего участков гидравлических моделей, оснований статических моделей и т. д.) с учетом имеющегося опыта исследований.

Кинематическое подобие. Оно тре-

буется, чтобы соответствующие частицы обеих систем совершали геометрически подобные перемещения в промежутки времени, находящиеся в постоянном соотношении α_v , то есть $T/T_1 = T'/T'_1 = \dots = \alpha_v$, где T, T_1, T' и T'_1 — время прохождения частицей отрезков l, l_1, l' и l'_1 , причем $l'/l_1 = l'/l_1 = \alpha_L$ (рис. 15.1, а). Кинематическое подобие удовлетворяется, если соблюдены требования геометрического и динамического подобия.

Динамическое подобие. В соответствии с (15.1) закон динамического подобия можно записать в следующем виде:

$$\alpha_P = P/P_1 = K/K_1 \quad Q/Q_1 = \dots = \text{idem}, \quad (15.6)$$

то есть соотношения между *соответствующими силами*, действующими в обеих геометрически подобных системах, должны быть *одинаковыми* для данных условий. При этом имеется в виду, что силы могут быть разной физической природы например, P и P_1 — силы тяжести, K и K_1 — силы вязкости, Q и Q_1 — силы инерции и т. д.

Очевидно, попарно рассматривая силы, можно записать $P/Q = P_1/Q_1$; $K/Q = K_1/Q_1$ и т. д. или в сокращенном виде:

$$P/Q = \text{idem}; \quad K/Q = \text{idem} \quad \text{и т. д.} \quad (15.7)$$

Здесь слово *idem* (одинаково) означает, что отношение указанных сил одинаково для модели и природы (или для двух рассматриваемых систем).

Когда рассматривают движущиеся тела, одними из основных сил будут *силы инерции*, которые надо учесть при моделировании.

Силы инерции можно выразить произведением массы M на ускорение a , то есть $Q = Ma$, или $Q = \rho L^3 (L/T^2) = \rho L^2 v^2$. Подставляя это выражение в (15.7), получаем безразмерный критерий (число) Ньютона — Ne , выражающий общий закон динамического подобия:

$$S/(\rho L^2 v^2) = Ne = \text{idem}, \quad (15.8)$$

где S — какая-либо из рассматриваемых сил (P, K и т. д.), а остальные обозначения прежние.

В развернутом виде выражение (15.8), очевидно, имеет вид:

$$S_1/(\rho_1 L_1^2 v_1^2). \quad (15.8, a)$$

Из числа Ньютона получают *частные* законы динамического подобия или критерии подобия при рассмотрении действия сил разной физической природы — в зависимости от того, какую из них принимают за силу S . При этом обычно вместо отношения $S/(\rho L^2 v^2)$ берут обратную величину, то есть используют выражение:

$$\rho L^2 v^2 / S = \text{idem.} \quad (15.9)$$

Закон гравитационного подобия. В этом случае $S=P$, где $\rho = \gamma L^3$ — сила тяжести (γ — объемная масса), и по (15.9) получаем критерий *Фруда*:

$$\frac{\text{Силы инерции}}{\text{Силы тяжести}} = \frac{\rho L^2 v^2}{\gamma L^3} = \frac{v^2}{gL} = Fr = \text{idem.} \quad (15.10)$$

Закон вязкостного подобия. Силы вязкости (трения) Q можно выразить зависимостью $Q = \mu \Omega (dv/dn)$, где μ — динамический коэффициент вязкости, Ω — площадь между рассматриваемыми слоями, dv/dn — градиент скорости по нормали, или $[Q] = \mu L^2 (v/L) = \mu L v$. Тогда по (15.9), принимая $S=[Q]$, получаем критерий *Рейнольдса*:

$$\frac{\text{Силы инерции}}{\text{Силы вязкости}} = \frac{\rho L^2 v^2}{\mu L v} = \frac{\rho L v}{\mu} = Re = \text{idem.} \quad (15.11)$$

где $\nu = \mu/\rho$ — кинематический коэффициент вязкости.

Закон подобия при действии сил поверхностного натяжения (капиллярных сил). Силы поверхностного натяжения $R = a_{\text{кап}} L$, где $a_{\text{кап}}$ — капиллярная постоянная, L — длина поверхностной пленки. Принимая $S=R$, по (15.9) получаем критерий *Вебера*:

$$\frac{\text{Силы инерции}}{\text{Силы поверхностного натяжения}} = \frac{\rho L^2 v^2}{a_{\text{кап}} L} = \frac{\rho L v^2}{a_{\text{кап}}} = We = \text{idem.} \quad (15.12)$$

Закон подобия динамических процессов при действии сил упругости. Силы упругости по закону Гука $N_1 = E \varepsilon L^2$. Соответственно для модели $N_1 = E_1 \varepsilon_1 L_1$, причем E и E_1 — модули упругости, а ε и ε_1 — относительные деформации. При строгом подобии, как указывалось выше, $\varepsilon = \varepsilon_1$.

$$\frac{\text{Силы инерции}}{\text{Силы упругости}} = \frac{\rho L^2 v^2}{E \varepsilon L^2} = \frac{\rho L^2 v_1^2}{E_1 \varepsilon_1 L_1^2}$$

откуда получаем критерий *Коши*:

$$\frac{v}{E/\rho} = Ca = \text{idem.} \quad (15.13)$$

Критерий подобия Эйлера при действии сил давления получаем из (15.8).

$$\frac{\text{Силы давления}}{\text{Силы инерции}} = \frac{p L^2}{\rho L^2 v^2} = \frac{p}{\rho v^2} = Eu = \text{idem.} \quad (15.14)$$

На практике за p обычно принимают избыточные (по сравнению с атмосферным) давления, вообще же p может быть и абсолютным давлением.

Критерий Эйлера можно написать и в виде

$$Eu = \frac{p/\gamma}{v^2/g} = \frac{h}{v^2/g}$$

откуда следует, что $2Eu = \frac{h}{v^2/2g}$.

Таким образом, *безразмерные* (относительные) давления (в том числе отрицательные — вакуумы) по своей природе являются числами Эйлера и отличаются от Eu лишь множителями (рис. 15.2).

Коэффициент сопротивления также по существу является числом Эйлера. Например, для круглых труб потеря напора $h_w = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$ откуда коэффициент сопротивления $\lambda = (2d/l) Eu$.

В зависимости от того, какому закону динамического подобия подчиняется данное явление, будем иметь и значения ряда масштабных коэффициентов, зависящих от динамики — скоростей, времени, расхода воды, ускорения, силы (табл. 15.1).

Так, при законе гравитационного подобия масштаб скоростей α_v получается сразу из критерия Фруда (15.10): $\frac{v^2}{gL} = \frac{v_1^2}{gL_1}$. Так как ускорение свободного падения мало изменяется,

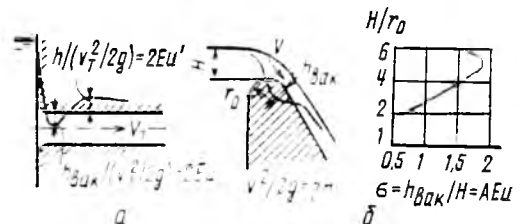


Рис. 15.2. Относительные давления (числа Эйлера) при входе в трубу (а) и на оголовке вакуумного водослива (б).

15.1. Масштабные коэффициенты

Закон, которому подчиняется явление	Масштабные коэффициенты			
	по закону геометрического подобия			по закону динамического подобия
	длины	площади	объема	скорости
Фруда Fr-idem	α_L	$\alpha_\omega = \alpha_L^2$	$\alpha_V = \alpha_L$	$\alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$
Рейнольдса Re-idem	α_L	$\alpha_\omega = \alpha_L^2$	$\alpha_V = \alpha_L^3$	$\alpha_v = \frac{\alpha_V}{\alpha_L}$
Вебера We-idem	α_L	$\alpha_\omega = \alpha_L^2$	$\alpha_W = \alpha_L^3$	$\alpha_v = \sqrt{\frac{d a_{\text{кап}}}{\rho}}$
Коши Ca-idem	α_L	$\alpha_\omega = \alpha_L^2$	$\alpha_W = \alpha_L^3$	$\alpha_v = \sqrt{\frac{dE}{d\rho}}$

Продолжение

Закон, которому подчиняется явление	Масштабные коэффициенты			
	по закону динамического подобия			
	времени	ускорения	расхода	силы
Фруда Fr-idem	$\alpha_T = \sqrt{\alpha_L}$	$\alpha_g = 1$	α_Q	$\alpha_P = \alpha_L^3$
Рейнольдса Re-idem	$\alpha_T = \frac{\alpha_L}{\alpha_v}$	$\alpha_g = \frac{\alpha_v}{\alpha_T^3}$	$\alpha_Q = \alpha_v \alpha_L$	$\alpha_P = \alpha_v^2 \alpha_P$
Вебера We-idem	$\alpha_T = \sqrt{\frac{\alpha_L}{a_{\text{кап}}}}$	$\alpha_g = \frac{\alpha_v}{\alpha_T^3}$	$\alpha_Q = \frac{\alpha_v}{\rho}$	$\alpha_P = \alpha_L^3$
Коши Ca-idem	$\alpha_T = \alpha_L$	$\alpha_g = \alpha E / (\alpha_P \alpha_L)$	—	$\alpha_P = \alpha_E \alpha_L^2$

можно принять $g = g_1$ и масштабный коэффициент

$$\alpha = \frac{v}{v_1} = \sqrt{\frac{L}{L_1}} = \sqrt{\alpha_L}$$

Масштабный коэффициент для расходов в этом случае будет

$$\alpha_Q = \frac{Q}{Q_1} = \frac{v \omega}{v_1 \omega_1} = \alpha_v \alpha_\omega = \alpha_L^2 \sqrt{\alpha_L} = \alpha_L^{5/2}$$

и т. д.

Одновременное удовлетворение нескольких частных законов динамического подобия. Масштабные поправки. Если при рассматриваемом динамическом процессе действуют силы различной физической природы, достаточно соизмеримые по величине, и нельзя пренебречь некоторыми из них, требуется одновременно удовлетворить нескольким частным законам подобия,

что осложняет моделирование. При этом часто оказывается, что практически невозможно удовлетворить сразу даже двум (не говоря уже о большем числе) критериям подобия.

Например, если мы хотим одновременно удовлетворить критериям гравитационного и вязкостного подобия, то необходимо, чтобы по обоим законам получались одни и те же значения констант подобия. Из этого требования можно легко найти условие, необходимое для одновременного соблюдения указанных законов. По закону Фруда, $\alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$, а по закону Рейнольдса, $\alpha_v = \alpha_v / \alpha_L$ (табл. 15.1). Приравняв правые части этих выражений, получаем условие:

$$\alpha_v = \alpha_L^{3/2} \tag{15.15}$$

Это условие практически невыполнимо при гидравлических исследованиях гидротехнических сооружений. Дей-

ствительно, если $\alpha_L = 25$ (масштаб модели 1 : 25, то есть довольно крупный), то $\alpha_v = 125$, а при более мелком масштабе (например, 1 : 100) $\alpha_L = 100$ и $\alpha_v = 1000$. Значит, на модели надо было бы иметь вместо воды жидкость с кинематической вязкостью, в 125 или 1000 раз меньшей, чем вязкость воды, что невыполнимо. Поэтому при моделировании важно знать, какой критерий подобия в данных условиях будет *основным, решающим*, а какой (или какие) менее важным, второстепенным. В соответствии с первым принимают константы подобия, влияние же других критериев изучают и в зависимости от них при необходимости вносят «масштабные поправки» (см. 15.1.3); при этом моделирование является *приближенным*. Отсюда очевидна важность сопоставления данных лабораторных опытов с результатами натуральных исследований.

Рассмотрим условие одновременного удовлетворения критериев Фруда и Коши. Приравниваем правые части выражений для α_v по этим законам (табл. 15.1). После возведения в квадрат получаем:

$$\alpha_E / \alpha_\rho = \alpha_L. \quad (15.16)$$

Это условие используют, например, при изучении вибраций и напряженного состояния конструкций (работающих в упругой стадии) в потоках с высокой турбулентностью, для которых при гидравлическом моделировании основным будет критерий Фруда. Данное условие практически вполне выполнимо.

Допустим, что надо исследовать динамическую работу раздельной стенки, расположенной в НБ в зоне гидравлического прыжка. Пусть масштаб модели 1 : 25 ($\alpha_L = 25$). При $\rho = \rho_n$, то есть для модели надо применить материал с той же объемной массой, что и для натуре. В соответствии с (15.16) получаем $\alpha_E = \alpha_L = 25$. Если в натуре исследуемая стенка выполнена из бетона с модулем упругости $E = 29,4$ ГПа, то модель ее надо изготовить из низко модульного тяжелого ($\gamma \approx 2,4 \cdot 10^3$ Н/м³ — как и для бетона) материала с модулем упругости $E_1 = E / \alpha_E = 300\,000 / \alpha_E = 1,18$ ГПа. Такие материалы имеются (см. 15.4).

Установление критериев подобия из условия тождественности дифференциальных уравнений, описывающих рассматриваемый процесс. Подобные явления должны описываться аналогичными дифференциальными уравнениями; иметь подобные условия однозначности, в которые входят геомет-

рические свойства системы (то есть должно быть выполнено геометрическое подобие), граничные и начальные условия, а также существенные физические константы и, кроме того, одинаковые критерии подобия, составленные из величин, входящих в условия однозначности.

При моделировании гидравлических явлений, если исходить из уравнений неустановившегося движения вязкой жидкости (уравнений Навье—Стокса) при их тождественности для модели и натуре, получим следующие безразмерные критерии [43]: Фруда Fr , Рейнольдса Re и Эйлера Eu , а также число Струхала Sh (или критерий гомотронности Ho):

$$L/Tv = Sh = Ho = idem. \quad (15.17)$$

Это чисто кинематический критерий, появляющийся при неустановившемся движении жидкости. По своему смыслу он представляет просто безразмерный период (например, волн) или безразмерную частоту (частота $n = 1/T$, где T — период). Совершенно естественно, при рассмотрении *действующих* сил его не было и он не является частным случаем общего критерия Ньютона (15.8).

Критерия Вебера нет при рассмотрении подобия на основе уравнений Навье—Стокса, так как они не учитывают силы поверхностного натяжения, хотя в ряде случаев эти силы и оказывают некоторое влияние на течение.

Критериальные уравнения и автомодельность. Установив из рассмотрения существа данного явления или из анализа дифференциальных уравнений, описывающих данный процесс, от каких безразмерных критериев подобия этот процесс зависит или может зависеть (определяющие критерии), следует найти соответствующую зависимость между этими критериями, которую называют *критериальной зависимостью* или *критериальным уравнением*. Вместо того, чтобы найти теоретическое решение соответствующих дифференциальных уравнений что при сложных граничных условиях бывает весьма трудной и часто пока неразрешимой задачей, в данном случае критериальную зависимость решают экспериментально, путем моделирования.

Например, для неустановившегося движения вязкой жидкости, описываемого уравнениями Навье—Стокса, критериальное уравнение имеет вид:

$$\varphi(\text{Sh}, \text{Fr}, \text{Re}, \text{Eu}) = 0. \quad (15.18)$$

При установившемся движении критерий Струхала отпадает и критериальной зависимостью будет:

$$\varphi(\text{Fr}, \text{Re}, \text{Eu}) = 0. \quad (15.19)$$

Ее можно написать и в таком виде:

$$\text{Eu} = f(\text{Fr}, \text{Re}), \quad (15.20)$$

указав, какую безразмерную величину отыскиваем в функции от других безразмерных критериев. В данном случае это критерий Эйлера (в виде коэффициента сопротивления, относительных давлений и т. д.).

Если в некоторой области тот или иной критерий перестает влиять на изучаемую величину (например, Re на Eu), говорят, что наступила *область автомодельности* (в рассматриваемом случае — по Re). Тогда один из критериев выпадает из рассмотрения и моделирование упрощается. При гидравлическом моделировании (см. 15.1.3) это происходит при числах Рейнольдса, больших некоторых *критических*, или *граничных*, значений, то есть при $\text{Re} > \text{Re}_{\text{гр}}$.

15.1.3. Гидравлическое моделирование

Критерии подобия гидравлических явлений и их роль в различных случаях. В 15.1.2 указывалось, что при моделировании гидравлических явлений в общем случае надо учитывать безразмерные параметры Fr , Re , Eu , Sh , а иногда и We . Кроме того, для многих гидравлических задач существенную роль играет относительная шероховатость K/R (где K — абсолютная шероховатость, R — гидравлический радиус), а для турбулентных потоков (особенно с высокой турбулентностью) — число Кармана Ka — критерий турбулентности. Этот критерий (для соблюдения подобия он должен быть одинаковым для природы и модели) можно представить в таком виде:

$$\text{Ka} = v'/v = \text{idem}, \quad (15.21)$$

где v' — пульсационная составляющая скорости (например, средние квадратические отклонения); v — осредненная во времени скорость.

Таким образом, в общем случае критериальное уравнение для гидрав-

лических процессов можно записать в таком виде (для жестких моделей, то есть не рассматривая пока условия размываемости русла и транспорта наносов):

$$\varphi(\text{Sh}, \text{Fr}, \text{Re}, \text{Eu}, \text{We}, \text{Ka}, K/R) = 0. \quad (15.22)$$

В зависимости от вида рассматриваемых течений те или иные из этих критериев выпадают или их можно не учитывать, так как они оказывают не существенное влияние. Так, число Струхала Sh надо использовать при рассмотрении неустановившихся течений (или пульсационных характеристик потока). Число Вебера We в большинстве случаев можно не учитывать вообще и тем более при моделировании не бывает необходимости ставить условие $\text{We} = \text{idem}$. Этот критерий оказывает некоторое влияние на явления кавитации, а также распада струй и аэрации, и его в ряде случаев учитывают при исследовании.

Число Кармана Ka вообще подлежит учету при моделировании турбулентных потоков, однако в практике обычно не пытаются *жестко* соблюдать требование $\text{Ka} = \text{idem}$, что связано как с трудностью его реализации, так и с тем, что при соблюдении других требований ($\text{Re} > \text{Re}_{\text{гр}}$, крупномасштабные модели и др.) это условие с приемлемым для практических целей приближением выполняется. При исследовании *местных* сопротивлений, *коротких участков* сооружений (например, оголовков водосливов), участков малой протяженности сильно турбулированных потоков (гидравлический прыжок) можно обычно не учитывать при моделировании относительную шероховатость и не ставить условие $\lambda = \text{idem}$ или $K/R = \text{idem}$. При *напорных* установившихся течениях практически обычно выпадает и критерий Фруда (автомодельность по Fr), то есть критериальное уравнение можно принимать в виде:

$$\varphi(\text{Re}, \text{Eu}, K'R) = 0, \quad (15.23)$$

а для области автомодельности с $\text{Re} > \text{Re}_{\text{гр}}$:

$$\lambda = (2d/l) \text{Eu} = f(K'R), \quad (15.24)$$

как это видно из известного графика Никурадзе (рис. 15.3).

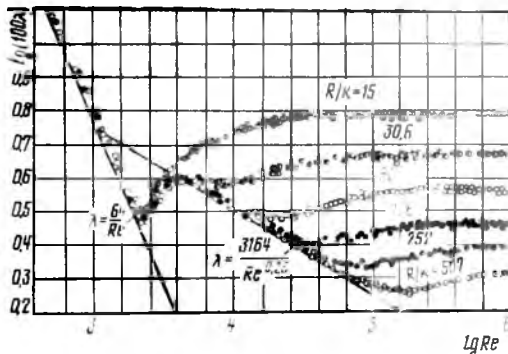


Рис. 15.3. Коэффициент сопротивления λ для круглых труб (по И. Никурадзе).

При этом

$$Re_{гр} = \frac{84R}{K \lambda} \quad (15.25)$$

Причем $Re = vd/\nu$, где d — диаметр трубы.

Часто принимают, учитывая довольно малое изменение коэффициента сопротивления в переходной зоне шероховатых труб:

$$Re_{гр} \approx \frac{14R}{K \sqrt{\lambda}} \quad (15.26)$$

При моделировании течений *со свободной поверхностью* — открытых русел, гидроузлов и отдельных их сооружений с прилегающими участками бьефов — *основным условием моделирования ставится выполнение критерия $Fr = idem$* .

При установившемся течении критерияльное уравнение:

$$ф(Fr, Eu, Re, K/R), \quad (15.27)$$

причем, как указывалось выше, в ряде случаев нет необходимости учитывать (моделировать) относительную шероховатость, то есть параметр K/R выпадает из этой зависимости. В области автомодельности выпадает критерий Рейнольдса, от которого уже перестают зависеть результаты исследований, и условие $Eu = idem$ соответствует здесь требованию $\lambda = idem$, которое должно выполняться для русел достаточной протяженности (то есть требуется подбор шероховатости на модели). Шероховатость часто подбирают по данным, полученным для равномерного движения (что в общем случае неравномерного движения приближенно), например по графику А. П. Зегжда, а при образовании гряд — по графику Н. С. Знаменской [43].

Метод масштабных серий. В ряде случаев исследуют несколько геометрически подобных моделей разных масштабов (масштабная серия) и полученные в опытах характеристики *экстраполируют* на натуру. Найденные зависимости позволяют вносить масштабные поправки в соответствующие характеристики, полученные на небольших моделях, на которых не обеспечена автомодельность по числу Рейнольдса. Такую методику можно использовать при исследовании напорных водоводов [111], водосливов и других объектов.

Формулы для масштабных поправок даны [24, 45] для вакуумных водосливов и входных оголовков безнапорных труб Н. П. Розановым, для безвакуумных профиля Кригера—Офицерова — Н. А. Петровым, для водосливов с широким порогом — А. Р. Березинским, для шахтных водосливов — П. П. Мойсам [53]. Численно они мало разнятся друг от друга.

Явление истечения через водослив подчиняется закону гравитационного подобия (Фруда), и если непромоделированные силы вязкости и поверхностного натяжения существенно не влияют, то коэффициент расхода или коэффициент вакуумности не зависит от масштаба модели. Влияние масштаба обусловлено влиянием указанных второстепенных сил. Масштабные поправки устанавливают от безразмерного критерия, характеризующего те силы, которые являются следующими по значимости для данного явления после сил тяжести. В данном случае ими будут силы вязкости, и поэтому поправки вносят в зависимости от числа Рейнольдса.

Для масштабной поправки η_m вакуумных водосливов с круговым оголовком Н. П. Розановым получена следующая зависимость:

$$\eta_m = 1 - \frac{7,30}{Re_1^{0,58}} \quad (15.28)$$

где $Re_1 = q_1/\nu_1$ — число Рейнольдса для модели, причем q_1 — удельный расход на гребне водослива модели.

Коэффициент расхода для природы $m = \eta_m m_1$, где m_1 — коэффициент расхода модели.

Из зависимости (15.28) следует, что при $Re_1 \approx 80\,000$ коэффициент расхода модели m_1 всего \approx на 1% меньше, чем для природы (то есть при больших Re).

Дополнительные замечания об областях автомодельности. При обтекании кругоочерченных тел (например, цилиндра) при числах $Re_{гр}$, существ-

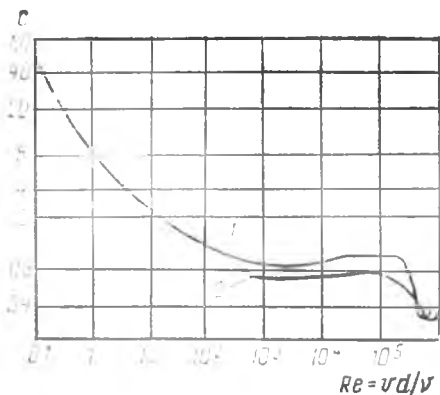


Рис. 15.4. Коэффициент сопротивления C круглого цилиндра длиной L и диаметром d (C — коэффициент в формуле $R = C\gamma\omega v^2/2g$; здесь R — гидродинамическая нагрузка на цилиндр; $\omega = Ld$):
1 — $L/d = 5$, 2 — $L/d = 5$.

венно больших $Re_{гр}$, наблюдается четко выраженная смена характера пограничного слоя, что приводит и к изменению характеристик обтекания — распределения давлений и их пульсаций, коэффициента сопротивления, размывов русла у обтекаемого тела и т. д. (рис. 15.4). Для цилиндра $Re'_p \approx \approx 200\,000$ при $Re_{гр} \approx 500$ (здесь $Re = = vd/v$). Это явление следует учитывать, например, при изучении обтекания бычков камер глубинных затворов, свай и т. д. Условие проведения лабораторных опытов в автомодельной области при $Re > Re_{гр}$ уже может оказаться недостаточным, если для природы $Re > > Re_{гр}$.

Дополнительные замечания о моделировании шероховатости; искажение масштабов модели. При приближенном моделировании шероховатости пользуются не только графиками типа, приведенного на рисунке 15.3, но иногда и расчетами на основе формулы Шези для коэффициентов $C: v =$

$$= C_v \sqrt{RI}. \text{ По Шези, } \alpha_v = \frac{c}{c_1} =$$

$$= \frac{C \sqrt{RI}}{C_1 \sqrt{R_1 I_1}} = \frac{C}{C_1} \sqrt{\frac{I}{I_1}}, \text{ учитывая,}$$

что при соблюдении геометрического подобия $I = I_1$. Так как при моделировании по закону Фруда $\alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$, получаем $\frac{C}{C_1} = \sqrt{\alpha_L} = \sqrt{\alpha_L}$, то есть $C = C_1$.

Принимая (например, по Маннингу)

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \text{ и } C_1 = \frac{1}{n_1} R_1^{1/6},$$

получаем:

$$\alpha_n = n/n_1 = \alpha_L^{1/6}, \quad (15.29)$$

где n и n_1 — коэффициенты групповой шероховатости для природы и модели.

Ориентировочные значения коэффициентов шероховатости n и абсолютной шероховатости K для некоторых материалов, применяющихся в лабораторных исследованиях, приведены в [43, 45 и др.]. Для стекла и оргстекла $n = 0,008 \dots 0,013$ и $K = 0,0015 \dots 0,01$ мм, для строганого дерева $n = 0,010 \dots 0,014$ и $K = 0,15 \dots 0,30$ мм, для затертой бетонной поверхности $n = 0,011 \dots 0,015$ и $K = 0,3 \dots 0,8$ мм.

При исследовании на моделях относительно протяженных участков рек часто из-за ограниченных размеров экспериментальной площадки или лотка масштаб модели получается мелким, что приводит к очень малым глубинам и скоростям потока при соблюдении геометрического подобия. При этом может оказаться, что $Re < Re_{гр}$, то есть модель не будет работать в области автомодельности. Часто также не удается промоделировать шероховатость, то есть выполнить условие $\lambda = idem$ или $C = idem$. В этих случаях приходится идти на искажение масштабов модели, принимая *вертикальный масштаб* (масштаб глубин) $1: \alpha_h$ *крупнее* планового $1: \alpha_L$ (то есть $\alpha_L > \alpha_h$). В практике исследований отношение α_L/α_h достигает $5 \dots 10$, иногда (редко) даже 20 . Такое моделирование с нарушением геометрического подобия является *приближенным*, и использовать результаты его надо с известной осторожностью. Напорные гидроузлы нельзя исследовать на искаженных моделях — пропускную способность водосбросов, особенности гашения энергии в НБ и т. д.

Очевидно, что при искажении масштабов уклон $I_1 > I$. Необходимо, чтобы на модели сохранялось спокойное течение ($I_1 < I_{кр}$), если оно обычно такое же для природы, иначе качественно изменится характер течения.

При искажении масштабов изменяются некоторые масштабные коэффициенты по сравнению с указанными в таблице 15.1. Так, $\alpha_\omega = \alpha_L \alpha_h$, $\alpha_v = \sqrt{\alpha_L} \alpha_h$, $\alpha_q = \alpha_L \alpha_h^{3/2}$.

Моделирование водных потоков с деформируемым руслом и твердого расхода. При проведении исследований на неразрываемых (жестких) мо-

делях о величинах вероятных русловых деформаций можно судить лишь ориентировочно — по сопоставлению замеренных (пересчитанных в натуру по закону гравитационного подобия) скоростей с неразмывающими скоростями v_0 для данных грунтов или креплений, если последние проектируют. Количественных данных о величинах русловых деформаций (размывов и отложений) эксперимент на жесткой модели непосредственно не дает или дает не полностью, и то только для размывов, если проводить исследования по методике А. Д. Халтурина с постепенным «подскребыванием» русла модели (выполненного из неразмываемого, но легко счищаемого материала, например тощего цементного раствора) в тех местах, где скорости больше промоделированных неразмывающих скоростей $v = v_0/\alpha_v$, добиваясь, чтобы везде было выполнено условие $v_1 \leq v_0$. Поэтому изучение русловых деформаций проводят обычно на моделях с *размываемым* руслом.

Условие моделирования размываемости (или неразмываемости) грунта можно записать в таком виде:

$$\alpha_{v0} = \alpha_v, \quad (15.30)$$

где α_{v0} — масштабный коэффициент для неразмывающих скоростей.

Таким образом, на модели надо принять такой грунт, для которого неразмывающая скорость была бы:

$$v_{01} = v_0 \alpha_v = v_0/\alpha_L. \quad (15.31)$$

Рассмотрим моделирование галечникового русла, для которого неразмывающая скорость $v_0 = 2$ м/с. Масштаб модели довольно крупный ($\alpha_L = 25$). На модели в соответствии с (15.31) надо иметь грунт с $v_{01} = 2/\sqrt{25} = 0,4$ м/с = 40 см/с. Такое значение соответствует среднезернистому песку, из которого и следует выполнить русло модели. Таким образом, моделирование горных русел с *крупнозернистыми* отложениями достаточно просто. При этом оказывается, что крупные фракции несвязных грунтов — диаметром d моделируются по линейному или примерно по линейному закону $d_1 \approx \approx d/\alpha_L$.

Другая картина получается, если моделируется русло равнинной реки, сложенное мелкими наносами, и масштаб модели приходится принимать

довольно мелкий (ограниченные размеры лабы аттерии моделируется крупная река и т. д.). Пусть $\alpha_L = 100$, а $v_0 = 30$ см/с (мелкий песок), тогда по (15.31) $v_{01} = 30/\sqrt{100} = 3$ см/с. С такой малой допускаемой скоростью невозможно подобрать грунтовой материал для модели. В подобных случаях приходится переходить на приближенное моделирование с *искажением масштабов* ($\alpha_h < \alpha_L$, причем $\alpha_v = \alpha_v = \sqrt{\alpha_h}$), принимая более крупным вертикальный масштаб, или в качестве размываемого материала модели применять различные *легкопозвонимые* материалы (с малыми v_{01}) — кальцинированные вымоченные опилки, пемзу, изгарь, акрилатный порошок, янтарь и др. Моделирование осложняется также тем, что многие заменители дороги и дефицитны, обладают неблагоприятным свойством терять подвижность со временем (слеживаться и др.). Поэтому нередко предпочитают пойти на большее искажение масштабов, но применить на модели все же естественный грунт (мелкий песок). Искажение масштабов размываемых моделей в практике сравнительно редко бывает больше 6...12.

При исследованиях русловых деформаций на участках достаточно большой протяженности надо соблюсти условие $Re > Re_{кр}$ и иметь достаточное соответствие с натурой коэффициентов сопротивления (учитывая и повышение сопротивлений на пойменных участках реки и др.).

Часто при исследовании русловых деформаций используют *морфологические* зависимости между элементами русла (например, С. Т. Алтунина, В. М. Лохтина, гл. 10.1), а также и методику так называемого *натурального моделирования*, при которой в лаборатории создают и изучают «малую реку», процессы деятельности которой должны качественно соответствовать реке в натуре.

Если при моделировании использовать, например, морфологическую зависимость (10.2) с обозначениями по рисунку 15.1, v и принять $K_1 \approx K$, то получим $(B/B_1)^m = H/H_1 = \alpha_h$, то есть $\alpha_B^m = \alpha_h$, откуда требуемое искажение масштабов будет $\alpha_B/\alpha_h = \alpha_h^{1/m}$. Для высокогорных участков рек $m = 1$, и искажения масштабов не требуется

даже при таком подходе к моделированию.

При исследовании размываемых моделей часто моделируют и расход наносов (твердый расход) P , а также время продолжительности деформаций t . При этом используют соответствующие зависимости для твердого расхода — Эйнштейна, И. В. Егизарова, И. И. Леви [43]. Если модель исследуют без искажения масштабов — $\alpha_P = \alpha_Q$ и $\alpha_t = \alpha_T$. Зависимости для α_P и α_t при искажении масштабов приведены в [43]. Там же приводятся рекомендации по моделированию потоков большой мути стии (токов плотности).

В случаях моделирования местных размывов, например в НБ водосбросных сооружений, надо соблюдать критерии $Fg = idem$, $Qa = idem$ (обычно приближенно удовлетворяется при не слишком малых Re) и $\alpha_{v_0} = \alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$. Если необходимо учесть и взмучивание мелких частиц (например, их попадание в водозабор), то ставится также условие $\alpha_{w_0} = \alpha_w = \sqrt{\alpha_L}$, где α_{w_0} — масштабный коэффициент гидравлической крупности. Местные размывы, как правило, не изучают на моделях с искажением масштабов.

Большую сложность представляет моделирование размывов скальных грунтов. Скальные блоки — иногда заменяют при моделировании эквивалентными по массе частицами несвязного грунта (обычно гравия), что весьма условно, хотя для Красноярского гидроузла и дало результаты по размывам, в основном соответствующие происшедшим затем в натуре. Иногда в лаборатории отдельные скалы воспроизводят соответствующими плитками, не связанными друг с другом или имеющими слабый связующий наполнитель в контактах. Методы моделирования размыва скалы требуют дальнейшей разработки.

Исследование волновых процессов [43]. Волны в лаборатории создают специальными волнопродукторами, причем стремятся получить форму волн, подобную натурной. Основным критерием моделирования является критерий Фруда (15.10), широко используют критерий Струхалея (15.17), обычно соблюдают геометрическое подобие, но иногда и допускают некото-

рое искажение масштабов. При волнах малой высоты могут оказывать влияние числа Вебера (влиают силы поверхностного натяжения).

Моделирование безнапорных потоков на напорных моделях. Сущность этого приближенного метода моделирования [43, 45] состоит в том, что на модели по ожидаемой свободной поверхности безнапорного потока располагают стекло (или оргстекло), и модель превращается в напорную. Через модель обычно пропускают воздух (воздушная модель), редко воду (водная модель). Так как в модели сравнительно небольших размеров невозможно задавать большие скорости течения, легко осуществить требование работы в области автомодельности ($Re > Re_{кр}$) и обеспечить подвижность частиц при моделировании размываемых русл. Воздушные модели получают портативными и относительно недорогими. Иногда считают [43], что при таком моделировании не будет больших ошибок при $Fg = v^2/gh < 0,01 \dots 0,05$ (автомодельность по критерию Фруда).

Масштаб расходов α_Q получается как отношение расхода исследуемого водотока к расходу воздуха (или воды) на модели; масштаб скоростей $\alpha_v = \alpha_Q/\alpha_L\alpha_h$, а при неискаженной модели $\alpha_v = \alpha_Q/\alpha_L$.

Расширить область применения напорных моделей на случаи безнапорных потоков со значительной кинетичностью и неустановившихся можно при использовании не жесткой (стекло), а упругой свободной поверхности [45].

Воздушное напорное моделирование с успехом применяют для исследования различных плановых задач (пропуск паводков по пойме, изучение компонок гидроузлов, речных водозаборов, прудов-охладителей, стесненный русла перемычками и др.), особенно для предварительных стадий проектирования. Напорные водяные модели использовали при изучении русловых процессов при строительстве Кизил-Аякского гидроузла на Амударье, занесения поймы р. Оки песком. Однако водяные напорные установки более сложны в конструктивном оформлении и эксплуатации, поэтому их применяют редко.

Моделирование кавитации. При моделировании кавитации в напорных потоках ставится условие одинаковос-

ти параметров кавитации для модели и натуре, то есть

$$K = \frac{H_{\text{хар}} - H_{\text{к}}}{v_{\text{хар}}^2 / 2g} = \text{idem}, \quad (15.32)$$

где все обозначения те же, что и в формуле (4.2).

Кроме того, исследования необходимо проводить в области автомодельности, учитывая в соответствующих случаях не только $Re_{\text{гр}}$, но и $Re_{\text{гр}}$. Точнее, вместо условия (15.32) следует принимать:

$$K = \eta K_1, \quad (15.33)$$

где $\eta = f(Re, We)$ — поправочный масштабный коэффициент. Надежные значения η пока не получены, и обычно принимают $\eta \approx 1$.

При моделировании кавитации в *безнапорных* потоках, когда необходимо соблюсти закон гравитационного подобия (например, при исследовании кавитации гасителей в гидравлическом прыжке), надо ставить также и условие $Fr = \text{idem}$, а в общем случае и $Ca = \text{idem}$. Исследования в этом случае надо проводить в специальном герметически закрытом вакуумном стенде, внутри которого над свободной поверхностью потока должно быть некоторое разрежение, то есть атмосферное давление модели $H_{\text{ат1}}$ должно быть меньше атмосферного давления в натуре (рис. 15.5).

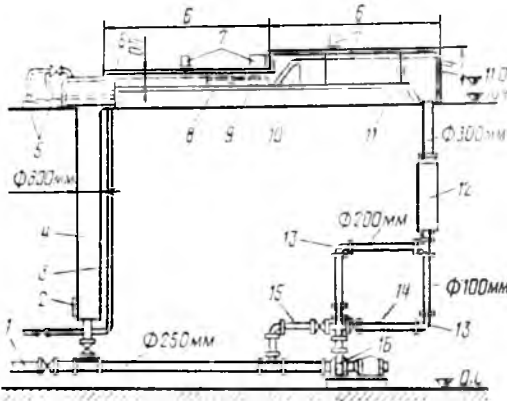


Рис. 15.5. Схема вакуумной установки для моделирования кавитации при необходимости выполнения условия $Fr = \text{idem}$:

1 — труба в сбросной резервуар; 2 — герметический люк; 3 — труба для подачи воды при наполнении установки; 4 — вертикальный трубчатый бак; 5 — вакуум-насосы; 6 — жалюзи для регулирования нижнего бьефа; 7 — кожухи измерительных приборов; 8 — герметический лоток с остекленными стенками; 9 — гасители энергии; 10 — модель водослива; 11 — успокоительные решетки; 12 — стабилизатор температуры; 13 — водосмерное колено; 14 — ответвление малого диаметра; 15 — сбросная труба; 16 — насос.

По условию (15.32) (принимая приближенно $\eta = 1$) получаем

$$(H_{\text{хар}} - H_{\text{к}}) : \frac{v_{\text{хар}}^2}{2g} = (H_{\text{хар1}} - H_{\text{к1}}) : \frac{v_{\text{хар1}}^2}{2g}$$

что при $Fr = \text{idem}$ (то есть при $v_2/v_1^2 = \alpha_L$) дает $H_{\text{ат}} - H_{\text{к}} = \alpha_L (H_{\text{ат1}} - H_{\text{к1}})$, откуда

$$H_{\text{ат1}} = \frac{1}{\alpha_L} (H_{\text{ат}} + \alpha_L H_{\text{к}} - H_{\text{к}}). \quad (15.34)$$

Практически при исследованиях обычно поступают таким образом: при заданных условиях (расход, глубина в НБ и т. д.) изменяют значения $H_{\text{ат1}}$ и устанавливают момент возникновения кавитации, то есть определяют $K_{\text{кр}}$. Затем значение $K_{\text{кр}}$ сравнивают с параметром кавитации K , подсчитанным для натуре, и по зависимости (4.13) устанавливают, следует ли ожидать кавитацию в натуре.

Краткие сведения о технике проведения гидравлических исследований. Модели гидроузлов и свободных рек обычно испытывают на специальных экспериментальных площадках, иногда в широких гидравлических лотках, а очень крупные модели — не в закрытых помещениях, а на специальных площадках под открытым небом.

Например, модель р. Миссисипи (лаборатория в Джексоне, США, 1948—1964; $\alpha_L = 100$; $\alpha_L = 2000$) имела длину 1371 м и ширину 1000 м и была расположена на открытой площадке площадью 89 га.

Фрагменты сооружений часто исследуют в гидравлических лотках. Устраивают (на площадках) и специальные установки, например моделирующие водосброс с воспроизводимым участком верхнего и нижнего бьефов и сбросного тракта в виде прозрачной (обычно из оргстекла) трубы, моделирующей туннель, или лотка (при открытом водосбросе). Модели выполняют из различных материалов — бетона, дерева, стали, оргстекла и др. Глубины потока измеряют шпигельмасштабами, иногда поплавковыми и другими устройствами с автоматической записью показаний; скорости — поплавками, гидрометрическими трубками, микровертушками. При измерении мгновенных скоростей (или пульсаций скоростей) используют гидрокинематические

жидкие и твердые шарики — индикаторы ($\gamma \approx 1$ гс/см³), применяя кино съемку, микровертушки, датчики скорости, а иногда — гидроанемометры, не получившие, однако, широкого распространения, и лазеры. Осредненные давления измеряют с помощью пьезометров, пульсирующие (или пульсационные составляющие) — специальными датчиками. Волны на моделях создаются волнопродукторами.

На воздушных моделях скорости измеряют скоростными трубками, термоанемометрами, аэрометрическими вертушками, фотоискровым способом (линии тока прочерчивают по струям выпускаемого дыма), а давления — манометрами и датчиками. При кавитационных исследованиях, кроме обычной аппаратуры, применяют также ультразвуковую, вакуумметры, высокочастотную кино съемку и др.

Расходы воды при гидравлических исследованиях замеряют мерными водосливами, диафрагмами, водомерами Вентури, иногда объемным или весовым способом.

Более подробные сведения о технике и методике проведения гидравлических исследований приводятся в специальной литературе [43, 45 и др.].

15.1.4. Моделирование напряженного состояния и прочности гидротехнических сооружений и их оснований при воздействии статических и динамических нагрузок и температур

Задачи и методы исследований.

Задачи исследований напряженного состояния, прочности и устойчивости сооружений и их оснований на моделях — определение напряжений, деформаций и перемещений; оценка коэффициентов запаса прочности и устойчивости, а также характера разрушения.

При проведении исследований гидротехнических сооружений и их оснований наибольшее применение нашли следующие методы: 1) метод исследования на хрупких моделях; его достоинство — возможность изучения работы сооружений в упругой стадии и в стадии разрушения с оценкой коэффициента запаса, а также возможность изготовления крупномасштабных моделей с высокой детализацией свойств основания — трещин, блочности, слоистости

(геомеханических моделей); 2) метод фотоупругости [48], позволяющий получать поля напряжений и более точную оценку концентраций напряжений; 3) метод электроаналогий; достоинство метода — возможность автоматизации, отсутствие дорогих моделей и стендов. Имеются и другие методы [24].

Моделирование напряженного состояния и несущей способности комплекса сооружение — основание при статических воздействиях. Условия расширенного механического подобия для твердых деформируемых тел. Они требуют при решении статических задач соблюдения для природы и модели следующих соотношений [24]:

$$L/L_1 = \alpha_L; \quad (a)$$

$$\sigma/\sigma_1 = \alpha_\sigma; \quad (б)$$

$$\varepsilon/\varepsilon_1 = \alpha_\varepsilon; \quad (в)$$

$$T/T_1 = \alpha_T; \quad (г)$$

$$\gamma/\gamma_1 = \alpha_\gamma, \quad (д)$$

где α_ε — масштаб деформаций.

Соблюдение соотношений (б) и (в) возможно лишь в случае подобия индикаторных диаграмм — зависимости $\sigma = f(\varepsilon)$ материалов природы и модели (рис. 15.6, а). Индикаторные диаграммы подобны, если в сходственных точках их между напряжениями и относительными удлинениями существуют соотношения (б) и (в); сходственные точки — это точки со сходственным напряженным состоянием, например точки 4 и 4' — сходственные, так как в

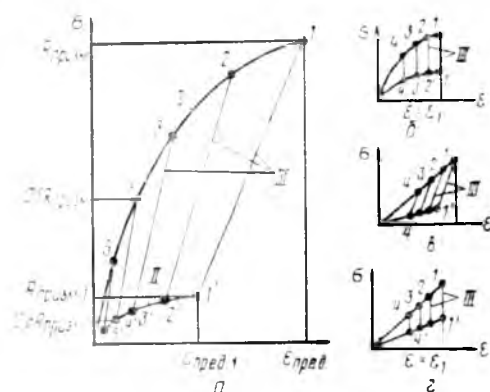


Рис. 15.6. Различные типы подобных индикаторных диаграмм:

а — общий случай подобия; б — строгое подобие; в — подобие индикаторных диаграмм материалов, описываемых законом Гука; г — строгое подобие индикаторных диаграмм материалов, описываемых законом Гука; 1, II — индикаторные диаграммы соответственно природы и модели; III — линии сходственных напряжений.

точке 4 значение напряжений равно $0,5 R_{\text{прим.натур}}$, в точке 4¹— $0,5 R_{\text{прим.модели}}$ и т. д. ($R_{\text{прим}}$ — призмная прочность). Прямые линии, соединяющие сходственные точки подобных диаграмм, называются *линиями сходственных напряжений*; по ним осуществляют подобие и пересчет напряжений и деформаций.

Умножением координат индикаторной диаграммы модели (σ_1 и ϵ_1) на α_σ и α_ϵ получают индикаторную диаграмму натуре.

Рассмотренный случай представляет пример *аффинного подобия*, при котором соотношение безразмерных значений ϵ/ϵ_1 не равно 1. При $\alpha_\epsilon = 1$ (рис. 15.6, б) имеем *строгое подобие*. При $\alpha_\sigma = \alpha_\epsilon = \alpha_\nu = 1$ имеем *простое подобие*, то есть модель и натура изготовлены из одного материала (индикаторные диаграммы натуре и модели совпадут). Для упругих (и изотропных) материалов, подчиняющихся закону Гука (рис. 15.6, в), из соотношений (б) и (в) следует, что модули упругости E : модули сдвига G и коэффициенты Пуассона ν связаны соотношениями $E = \alpha_\sigma / \alpha_\epsilon E_1$; $G = \alpha_\sigma / \alpha_\epsilon G_1$; $\nu = \nu_1$.

Индикаторные диаграммы натуре и модели для упругих материалов в случае строгого подобия ($\alpha_\epsilon = 1$ и $\alpha_\sigma = \alpha_\epsilon$) представлены на рисунке 15.7, г.

Определение нагрузок на модель. Нагрузки, прикладываемые к модели плотины и основания (гидростатическое давление, собственный вес и др.), определяют на основе теории подобия, исходя из соображений интенсивности гидростатической нагрузки или собственного веса ($\sigma = \gamma h$, h — глубина воды или высота плотины). Для сходственных точек подобных индикаторных диаграмм $\sigma = \epsilon E$; $E = d\sigma/d\epsilon$, $E_1 = d\sigma_1/d\epsilon_1$ — мгновенные модули упругости. С учетом соотношений (а), (б), (в):

$$\gamma h / \gamma_1 h_1 = \sigma / \sigma_1 = \alpha_\sigma; \quad h / h_1 = L / L_1 = \alpha_L, \quad (15.35)$$

где γ_1 — удельный вес загрузочной жидкости и материала плотины соответственно в натуре (например, $\gamma_{\text{воды}} = 10^5 \text{ Н/м}^3$, $\gamma_{\text{бетона}} = 2,4 \cdot 10^5 \text{ Н/м}^3$) и на модели.

Из соотношений (15.35) $\gamma_1 = \gamma \alpha_L / \alpha_\sigma$; при строгом подобии:

$$\gamma_1 = \gamma \alpha_L / \alpha_\epsilon. \quad (15.36)$$

Отношение сил в натуре и на моде-

ли из соотношений (а), (б) и (в):

$$P/P_1 = (\sigma L^2) / (\sigma_1 L_1^2) = \alpha_\sigma \alpha_L,$$

при строгом подобии:

$$P/P_1 = \alpha_\epsilon \alpha_L^2. \quad (15.37)$$

Можно написать также, что $P/P_1 = (\gamma L^3) / (\gamma_1 L_1^3) = \alpha_\gamma \alpha_L^3$.

Пересчет напряжений и деформаций. После замера на модели напряжений деформаций соответствующие значения для натуре получают по соотношениям (б) и (в):

$$\sigma = \alpha_\sigma \sigma_1; \quad \epsilon = \alpha_\epsilon \epsilon_1. \quad (15.38)$$

Пересчет перемещений. Так как $u = \epsilon L$; $u_1 = \epsilon_1 L_1$ (u и u_1 — перемещения соответственно в натуре и на модели), то

$$u/u_1 = \epsilon L / (\epsilon_1 L_1) \text{ и } u = \alpha_\epsilon \alpha_L u_1. \quad (15.39)$$

При строгом подобии $u = \alpha_L u_1$.

Из выражения (15.39) можно сделать вывод, что после деформации натура и модель не сохраняют геометрического подобия, однако при малых перемещениях небольшое отклонение от условий геометрического подобия несущественно влияет на распределение напряжений. При решении задач, связанных с потерей устойчивости и с трещинообразованием при потере устойчивости, должно соблюдаться условие $\alpha_\epsilon = 1$.

Оценка коэффициентов запаса прочности и устойчивости. При проведении исследований комплекса сооружения — основание в стадии разрушения может произойти разрушение модели сооружения или основания (потеря несущей способности) или потеря устойчивости (сдвиг, сдвиг с захватом части основания). Работа комплекса сооружения — основание в стадии разрушения характеризуется коэффициентом запаса:

$$K = P_{\text{разр}} / P_{\text{экс}} = P_{\text{разр.1}} P_{\text{экс.1}}^{-1} = \gamma_{\text{разр}} / \gamma_{\text{экс}} = \gamma_{\text{разр.1}} / \gamma_{\text{экс.1}}, \quad (15.40)$$

где $P_{\text{разр}}$ и $P_{\text{разр.1}}$ — нагрузка, при которой происходит разрушение или потеря устойчивости соответственно натуре и модели, N ; $P_{\text{экс}}$ и $P_{\text{экс.1}}$ — эксплуатационная нагрузка соответственно в натуре и на модели, N ; $\gamma_{\text{экс.1}}$, $\gamma_{\text{разр.1}}$ — удельный вес загрузочной жидкости на модели соответственно для нагрузок расчетной эксплуатационной и разрушающей $N/\text{м}^3$. $\gamma_{\text{экс}}$ и $\gamma_{\text{разр}}$ — то же, для натуре.

Учитывая выражение (15.36), получают:

$$K = \gamma_{\text{разр.1}} / (\gamma_{\text{экс}} \alpha_L \gamma_c) = \gamma_{\text{разр.1}} / [\gamma_{\text{экс}} \alpha_L (R/R_1)]. \quad (15.41)$$

По результатам исследований в стадии разрушения часто оценивается и коэффициент запаса, характеризующий появление первой трещины:

$$K' = \gamma_{\text{трещ.1}} / \gamma_{\text{экс.1}} = \gamma_{\text{трещ.1}} / (\gamma_{\text{экс}} \gamma_c \alpha_L \gamma_c) = \gamma_{\text{трещ.1}} / [\gamma_{\text{экс}} \alpha_L (R/R_1)], \quad (15.42)$$

где $\gamma_{\text{трещ.1}}$ — удельный вес загрузочной жидкости на модели в момент появления первой трещины, Н/м³; R и R_1 — прочность материалов соответственно природы и модели, МПа.

Некоторые особенности моделирования оснований. При моделировании основания в упругой стадии используют соотношения (а) — (д) и (15.35), а при моделировании с доведением до разрушения основания, сложенного связными грунтами или скальными породами, используют уравнение предельного состояния Кулона — Мора $\tau = \sigma \tan \varphi + c$. Для нескальных оснований должно соблюдаться условие $\alpha_e = 1$.

Предельные прямые Кулона — Мора подобны, если в сходственных точках соблюдаются соотношения (рис. 15.7, а):

$$\sigma/\sigma_1 = \tau/\tau_1 = c/c_1 = \alpha_\sigma; \quad \varphi = \varphi_1. \quad (15.43)$$

Пересчет с модели на натуру осуществляют по линиям сходственных напряжений (прямые, проходящие через центр подобия O и сходственные точки для природы и модели). В случае криволинейной огибающей подобие осуществляется аналогично (рис. 15.7, б).

Поведение основания под нагрузкой можно описать дополнительно с ис-

пользованием результатов испытаний по вдавливанию жесткого штампа (Г. Ю. Бердичевский). Для скального основания афинно-подобные кривые штамповых испытаний природы и модели приведены на рисунке 15.7, в. Таким образом, для механического подобия оснований необходимо соблюдение условий (15.43) при подобии кривых штамповых испытаний по вдавливанию жесткого штампа.

Моделирование динамических (и сейсмических) воздействий. В задачу модельных исследований напряженного состояния и прочности при динамических воздействиях входит определение напряжений σ , деформаций ϵ и перемещений (амплитуд) u , периодов свободных колебаний T , скоростей v и ускорений a .

При строгом подобии $\alpha_e = 1$ масштабные коэффициенты следует принимать по таблице 15.1. при законе Коши, причем $\alpha_u = \alpha_L$ и $\alpha_\sigma = \alpha_e$. В случае же расширенного подобия ($\alpha_e \neq 1$) $\alpha_u = \alpha_e \alpha_L$ и $\alpha_\sigma = \alpha_e \alpha_E$. Пересчет с модели на натуру осуществляют по соотношениям: для периодов свободных колебаний $T = \alpha_L \sqrt{\alpha_\rho / \alpha_E} T_1$ или $T = \alpha_L \sqrt{\alpha_\rho / \alpha_E} T_1$, для скоростей $v = (\alpha_L \alpha_e / \alpha_T) v_1$, или $v = \alpha_e \sqrt{\alpha_E / \alpha_\rho} v_1$; для ускорений $a = (\alpha_L \alpha_e / \alpha_T) a_1$ или $a = [\alpha_e \alpha_E / (\alpha_\rho \alpha_L)] a_1$.

Декременты затухания свободных колебаний подобных тел одинаковы.

Моделирование напряжений, возникающих в гидротехнических сооружениях от воздействия температур. При исследованиях решают температурную задачу и задачу термонапряженного состояния.

Моделирование распределения температуры в сооружении выполняют на основе критериев Фурье $F = a_0 T / L^2$, Био $B_i = a_n L / \lambda$ и Дамкелера $D = q L^2 / (\lambda t)$, где q — количество тепла, приходящегося на единицу объема в единицу времени. При изучении тепловых процессов в эксплуатационный период используют критерии Фурье и Био; критерий Дамкелера применяют при моделировании внутреннего источника тепла, например экзотермии в строительный период. Если можно пренебречь тепловым сопротивлением и считать, что температуры на поверхности природы и модели равны температуре внешней среды ($\alpha_n = \alpha_{n1} \approx \infty$), то есть граничные условия I и III рода равны,

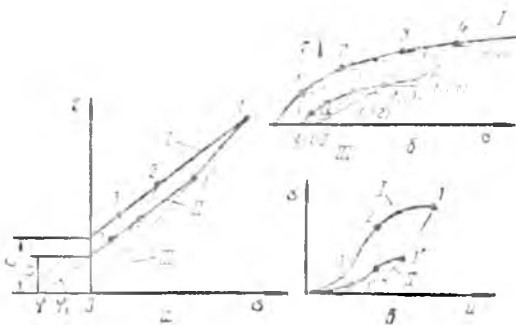


Рис. 15.7. Моделирование оснований гидротехнических сооружений:

а, б — для случаев соответственно прямолинейной и криволинейной огибающей предельных кругов Мора; а — подобие кривых, полученных на основе штамповых испытаний (при вдавливании жесткого штампа); I, II — характеристики свойств природы и модели; III — линии сходственных напряжений.

то в эксплуатационном случае достаточно выполнения критерия Фурье.

Моделирование напряжений и деформаций и пересчет на натуру выполняют на основе соотношений (б) и (в). Из соотношений (в) имеют:

$$\varepsilon/\varepsilon_0 = (\alpha t)/(\alpha_1 t_1) = \alpha_\varepsilon, \quad (15.44)$$

где α и α_1 — коэффициенты линейного теплового расширения материала соответственно натуре и модели.

Из критерия Фурье определяют масштаб времени: $\alpha_T = \alpha \tilde{L}/\alpha_{a_0}$; из критерия Био — масштаб коэффициента $\alpha_{\Pi}/\alpha_{\Pi 1} = \alpha_\lambda/\alpha_L$; из выражения (15.44) — масштаб температур $\alpha_t = \alpha_\varepsilon (\alpha_1/\alpha)$ при строгом подобии $\alpha_t = \alpha_1/\alpha$.

Техника проведения экспериментальных исследований напряженного состояния и прочности на моделях. Исследования, проводимые методом фотоупругости, рассмотрены в работах [48] и др. На хрупких моделях исследования проводят обычно в два этапа: на первом этапе на модели определяют напряжения, деформации, перемещения, периоды собственных колебаний и другие величины, соответствующие нормальным эксплуатационным нагрузкам; на втором этапе модель доводят до разрушения. На основе исследований второго этапа оценивают коэффициент запаса и характер трещинообразования, позволяющий выявить наиболее слабые места конструкции (или основания). Доведение модели до разрушения можно осуществлять двумя способами: увеличением гидростатического давления при постоянном собственном весе (это соответствует в натуре подъему уровня воды в водохранилище выше нормального); пропорциональным увеличением гидростатического давления и собственного веса (это соответствует в натуре условиям понижения прочности материала). Оба способа условны, но представляют интерес для оценки работы комплекса сооружения — основания.

Модели сооружений и оснований изготавливают из специальных низко-модульных, низкопрочных материалов, подобных материалам натуре. Использование таких материалов позволяет при сравнительно небольших нагрузках на модель точно замерять деформации. Хрупкие материалы для моделей приготавливают обычно на основе гипса воюго или цементного вяжущего с различными добавками и наполнителя-

ми, позволяющими понизить модуль упругости, повысить удельный вес и т. п. Модули упругости таких материалов измеряются обычно от 8 000 до 60 МПа, удельный вес от 80 000 до 5 000 Н/м³; получен также широкий диапазон температуропроводности, теплопроводности, коэффициентов линейного расширения и других характеристик.

Испытание моделей на статические воздействия проводят на стендах, представляющих мощные стальные или железобетонные рамы (или цилиндры). Размеры стендов зависят от задач исследований и связанного с этим геометрического масштаба моделирования. Высоту моделей можно изменять от 0,2 до 8...9 м. Модели загружают гидравлическими домкратами, механическими устройствами или при достаточно низком модуле упругости материала модели тяжелой жидкостью (ртуть в резиновом мешке, хлористый цинк, хлористый кальций и др.). Воспроизведение на модели гидростатической нагрузки (домкратами) и собственного веса (тягами) показано на рисунке 15.8, а. Собственный вес при сравнительно крупных масштабах моделей можно моделировать весом материала, а в моделях небольшого размера — в центрифуге.

Для воспроизведения сейсмических воздействий часто применяют сеймоплатформы грузоподъемностью до $50 \cdot 10^4$ Н, оборудованные дебалансными вибраторами направленного действия, а также гидравлическими вибраторами (гидропульсаторами); возможно также создание сейсмических воздействий микровзрывами, создаваемыми с помощью ВВ, электроразрядов и др. Простое устройство для моделирования сейсмических воздействий для сооружений на нескальных основаниях разработано в МГМИ [8] (рис. 15.8, в). Параметры вибрации регулируют жесткостью прокладок.

Тепловые процессы при исследовании термонапряженного состояния моделируют следующими способами: помещением модели в ванну с трансформаторным маслом или водой, изменяющими свою температуру по заданному закону; обогревом поверхности модели конвекцией с использованием паров сухого льда, горячего воздуха; применением электронагревательных элементов совместно с теплосъемника-

ми или с обдувом поверхности модели вентиляторами. Нагревательная система, разработанная в МГМИ, приведена на рисунке 15.8, б.

15.2. НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Общие положения. Основные задачи натуральных исследований: 1) контроль качества сооружений в период строительства и в начальный период эксплуатации; 2) систематический контроль сооружений и оснований в период эксплуатации; 3) проверка правильности расчетных предпосылок, результатов расчетов и модельных исследований и, как следствие, совершенствование методов расчетов и конструкций; 4) предупреждение аварийных ситуаций и заблаговременное оповещение о возможности аварий; 5) уточнение важных, недостаточно изученных явлений; исследование новых конструкций или типов плотин, трудно поддающихся расчету, или новой технологии. Услов-

но исследования 1...4 называют контрольными, 5 — специальными [28, 131].

Натурные инструментальные исследования проводят для сооружений I, II и III классов, для IV класса — при специальном обосновании на небольших сооружениях и на низконапорных плотинах допускается ограничиваться визуальными осмотрами для обнаружения отдельных дефектов, осадок, подвижек, оползней, трещин, выхода фильтрационных вод в НБ и на откосы плотин, размыва откосов, русла и др. Специфика контрольных наблюдений грунтовых плотин — систематические визуальные наблюдения за состоянием креплений, местными деформациями откосов, гребня, кюветов, размывами откосов и берегов, наледями, заилением и зарастанием дренажных траншей.

По А. И. Цареву, в зависимости от применяемой аппаратуры натурные исследования можно разделить на исследования, выполняемые с помощью: 1) закладной и накладной контрольно-измерительной аппаратуры (КИА), устанавливаемой во время возведения и

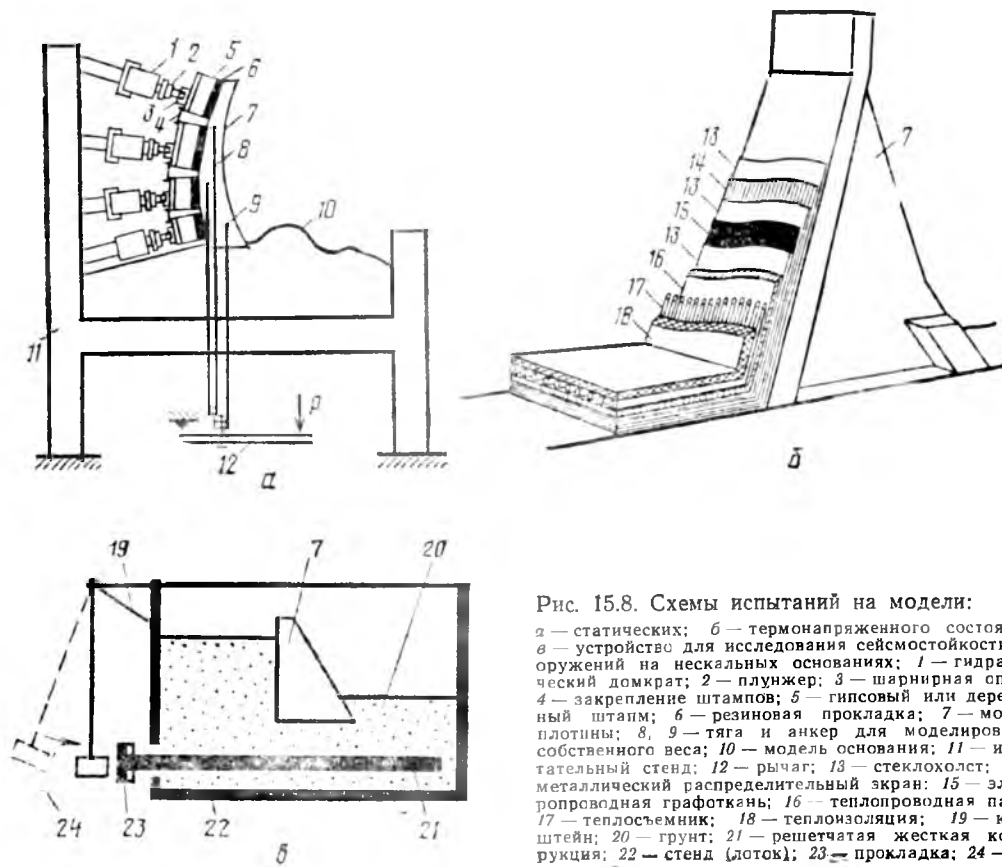


Рис. 15.8. Схемы испытаний на модели:

а — статических; б — термонапряженного состояния; в — устройство для исследования сейсмостойкости сооружений на нескольких основаниях; 1 — гидравлический домкрат; 2 — плунжер; 3 — шарнирная опора; 4 — закрепление штампов; 5 — гипсовый или деревянный штамп; 6 — резиновая прокладка; 7 — модель плотины; 8, 9 — тяга и анкер для моделирования собственного веса; 10 — модель основания; 11 — испытательный стенд; 12 — рычаг; 13 — стеклохолст; 14 — металлический распределительный экран; 15 — электропроводная графитовая паста; 16 — теплопроводная паста; 17 — теплоемник; 18 — теплоизоляция; 19 — кронштейн; 20 — грунт; 21 — решетчатая жесткая конструкция; 22 — стенд (лоток); 23 — прокладка; 24 — матовик.

при эксплуатации сооружения; 2) закладной КИА, устанавливаемой только при возведении сооружения; 3) съемной или переносной аппаратуры. В проект натурных исследований, являющийся составной частью проекта гидроузла, входят: генеральная программа с обоснованием целей, задач, продолжительности натурных исследований и типа КИА; чертежи размещения КИА и трассы кабелей; проект автоматизации наблюдений; инструкция по установке КИА и проведению наблюдений; контрольные параметры исследуемых величин (критерии безопасности); смета.

Число КИА и общие требования к их размещению. Натурным исследованиям в нашей стране и за рубежом уделяется большое внимание, что связано, в частности, с рядом аварий.

Материальный ущерб вследствие аварий и катастроф на плотинах Пуентес, Саут-Форк, Мальпасе, Вайонт, Хайокири, Пардо, Болдуин Хилс, Титон и др. исчислялся сотнями миллионов долларов (по другим данным, 1...10 долларов на 1 м³ водохранилища). Количество человеческих жертв составило около 10 тыс. В 95 % случаев этих аварий могло бы не быть при постоянном и оперативном контроле. В плотинах гидроузлов устанавливают значительное число КИА (Андижанская — 1 430, Саяно-Шушенская — 2 270). Стоимость натурных наблюдений составляет 0,75...2 % и более стоимости сооружений. Ориентировочно число закладных приборов в плотинах:

$$n = aW,$$

где W — объем плотины, м³; $a = 0,15 \cdot 10^{-3}$; $0,35 \cdot 10^{-3}$; $0,45 \cdot 10^{-3}$; $1,25 \cdot 10^{-3}$ соответственно для плотин грунтовых, гравитационных, контрфорсных и арочных.

Число КИА можно уменьшить использованием теории планирования эксперимента. При постановке натурных исследований и выборе типа и числа КИА следует учитывать имеющиеся данные анализа причин 700 аварий и инцидентов (локальных повреждений, которые без своевременного ремонта приведут к аварии).

Основные причины аварий и инцидентов гравитационных, арочных и контрфорсных плотин: потеря устойчивости основания (20...24 %); фильтрация в теле плотины и в основании (29...33 %); температурные и усадоч-

ные трещины (12 %; эти факторы проявляются наиболее интенсивно в первые 2...4 года); попеременное замораживание и оттаивание (15...12 %), агрессивность воды (12...14 %); эти факторы влияют на надежность через 40...60 лет; для грунтовых плотин: фильтрация через основание и вдоль сопрягающих устоев (17 %); перелив воды через гребень (15 %); сосредоточенная фильтрация в теле плотины (12 %).

КИА устанавливают в характерных точках с учетом результатов расчетов и модельных исследований, а также с учетом работы сооружений-аналогов. Желательно концентрировать аппаратуру в нескольких характерных измерительных сечениях сооружения, обычно вертикальных и горизонтальных. Из групп КИА выделяют датчики, по которым ведут оперативный контроль надежности и безопасности; такие датчики дублируют.

Натурные исследования в строительный период. Для бетонных плотин проводят комплекс исследований, связанных с технологией производства (отбирают пробы и определяют деформативность, прочность, теплофизические свойства бетона; теплозащитные свойства опалубки, температурный режим блоков с учетом мероприятий по его регулированию, температурные напряжения, раскрытие строительных и конструктивных швов; оценивают трещинообразование в блоках и качество цементации) и дальнейшей работой сооружения (начинают исследования осадок, деформаций блоков и основания, горизонтальных перемещений, контактных напряжений в плотинах на нескальных основаниях и напряжений в арматуре анкерных понуров).

Наполнение водохранилища — ответственный этап, на котором выполняют большой объем исследований, связанных с первой оценкой работы сооружения. Для грунтовых плотин качество материала контролируют отбором проб из карьеров и из уложенного грунта, определяя плотность, влажность, удельный вес, границы пластичности глинистых грунтов, гранулометрический состав, коэффициент фильтрации, деформативные свойства, сдвиговые характеристики и др. Для оценки плотности и влажности применяют экспресс-методы, основанные на методе штампов, радиоизотопов и др.; разработан виброкаток с автоматиче-

ским считывающим устройством (Шведия), дающий сразу при проходе оперативную информацию о достигнутом уплотнении [11].

Натурные гидравлические исследования в эксплуатационный период (71, 72). Их проводят для оперативного контроля состояния водопропускных сооружений ложа реки, берегов НБ.

При регулярных измерениях в различных режимах работы изучают: уровни воды; гидравлический режим, растекание потока в плане, скорости по глубине; вибрации; кавитацию; аэрацию конструкций; аэрацию потока; гидродинамическое давление; динамические напряжения и деформации; пропускную способность сооружений. Кроме обычных контрольных и специальных исследований при вводе сооружения в постоянную или временную эксплуатацию, проводят и пусковые испытания для корректировки режимов работы. После пропуска расходов дают визуальные обследования и промеры глубин.

Измерительные приборы. Для измерения пульсаций гидродинамического давления используют датчики ДДИ-20, ДД-6 и др. диаметром 10...24 мм с чувствительным элементом в виде плоской мембраны. Известны конструкции индуктивных датчиков (рис. 15.9), давление от мембраны 3 передается на сердечник 2; при его движении изменяется напряжение в катушке 1, что фиксируется осциллографом. Вибрации в сооружениях измеряют низкочастотными вибропреобразователями ИОО2 и другими (с дистанционным управлением — ВИП-ИОО1 Д); по замеренным амплитудам и частота определяют динамическую нагрузку и проверяют отсутствие резонансных явлений. При кавитационных исследованиях применяют пьезодатчики

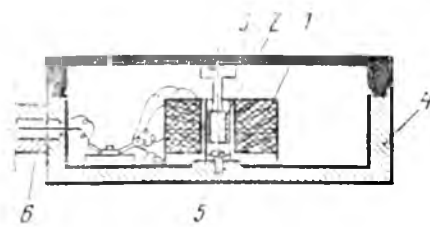


Рис. 15.9. Прибор для измерения пульсаций гидродинамических давлений (индуктивный датчик):

1 — индуктивная катушка; 2 — сердечник; 3 — мембрана; 4 — корпус прибора; 5 — винт для закрепления индуктивной катушки; 6 — штуцер для вывода проводов.

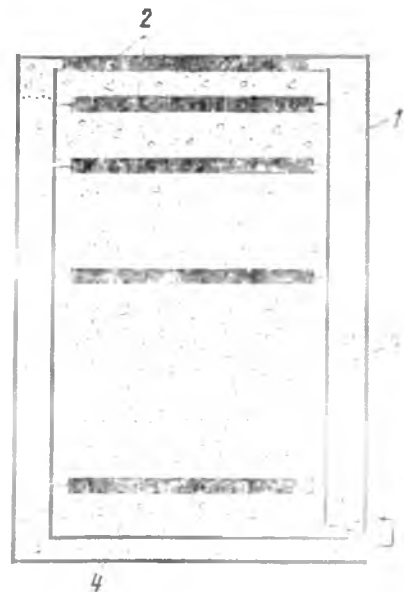


Рис. 15.10. Схема датчика эрозии: 1 — корпус; 2 — токопроводящие элементы; 3 — штуцер для вывода электрических проводов; 4 — электрические провода.

с чувствительным элементом — пьезо-керамической пластинкой. Ультразвуковая волна, вызванная явлением кавитации, возбуждает в пластинке пьезоэлектрический эффект — ультразвуковые колебания преобразуются в электрические. Для оценки кавитационной эрозии используют индикаторы кавитационной эрозии с чувствительными элементами из материалов с контролируруемыми свойствами, или имеющие кавитационную прочность, сравнимую с сооружением, или из непроводящего материала при дистанционных измерениях (рис. 15.10). Принцип работы датчиков для определения аэрации потока основан на изменении электропроводности газожидкостной смеси в зависимости от содержания воздуха. Скорости потока, направления течений, глубины, расходы определяют как в гидрометрии: поплавками, вертушками, флюгерами, с помощью речных и водомерных постов и др.; уровни воды на закрытых участках водоводов, в туннелях и т. п. замеряют дистанционно секционными уровнемерами электроконтактного типа. Координаты свободной поверхности потока определяют стереофотограмметрическими методами фототеодолитной аппаратурой. Схема размещения приборов на водосливной плотине и виды

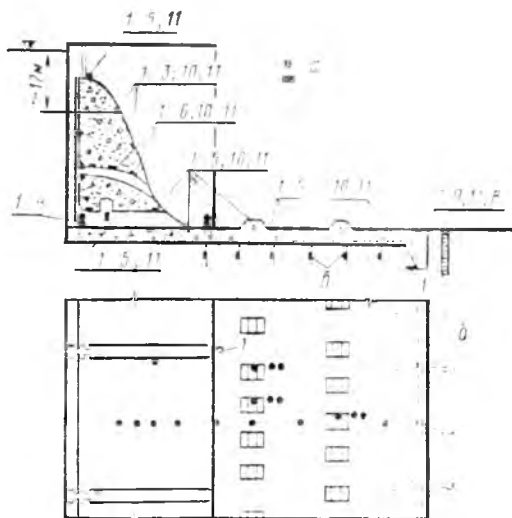


Рис. 15.11. Схема размещения приборов на плотине и виды гидравлических исследований: а — измерительные точки; б — кабельные линии системы наблюдения за размывом; в — анкера с датчиками динамических напряжений; 1 — гидродинамическое давление; 2 — кавитация; 3 — эрозия; 4 — вибрация; 5 — динамические напряжения; 6 — контакт облицовки со стенкой водовода; 7 — размыв дна и берегов; 8 — подмыв под сооружение; 9 — растекание потока в плане и скорости; 10 — аэрация; 11 — визуальные наблюдения.

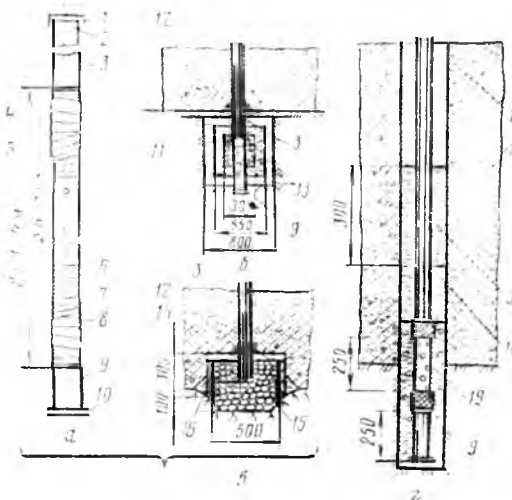


Рис. 15.12. Конструкция пьезометра:

а—г — водоприемники пьезометров соответственно сплошного для земляных сооружений, точечного для глинистых грунтов, точечного для скальных оснований, точечного опускного (а—в — закладные; г — отпусковой); 1 — крышка; 2 — устье; 3 — труба пьезометра из оцинкованного железа; 4 — водоприемник; 5 — перфорация; 6 — латунная сетка; 7 — стеклохолст; 8 — обвязка из железной проволоки; 9 — отстойник, 10 — нижняя крышка; 11 — деревянный щит или бетонная плита; 12 — конопатка; 13 — слой фильтра; 14 — деревянный или металлический ящик; 15 — фильтр из гравия; 16 — песок; 17 — цементный раствор; 18 — тампос из глины; 19 — фильтр.

гидравлических исследований приведены на рисунке 15.11.

Нагурные исследования фильтрации. В состав исследований входят: установление положения кривой депрессии в грунтовых плотинах; определение фильтрационного расхода и фильтрационного давления; в бетонных плотинах особое внимание уделяется определению фильтрационного давления по подошве; определение скоростей фильтрации в сооружении и основании и оценка опасности механической или химической суффозии. Положение кривой депрессии и фильтрационное давление определяют пьезометрами (рис. 15.12) или пьезодинамометрами (рис. 15.13). Пьезометры разделяются: 1) по способу установки на закладные, устанавливаемые при возведении сооружения, и опускные, устанавливаемые в буровые скважины $d=15...25$ см; 2) по местоположению устья относительно пьезометрической линии — напорные (обычно в высоких плотинах) и безнапорные, в устье напорных пьезометров располагают манометры или дистанционные манометрические приборы; уровни в безнапорных измеряют лот-хлопушками, лот-свистками или электроконтактными приборами. Пьезодинамометры применяют в глинистых грунтах, бетоне вместо точечных пьезометров, обладающих инерционностью. Пьезодинамометры компактнее, их установка дешевле, но срок службы меньше, а замена невозможна. Фильтрационное давление передается в них через вязкую жидкость на мембрану; при прогибе ее колки поворачиваются и изменяется натяжение прикрепленной к ним струны; включением электромагнита измеряют частоту собственных колебаний струны, зависящую от ее натяжения, а следовательно, от фильтрационного давления.

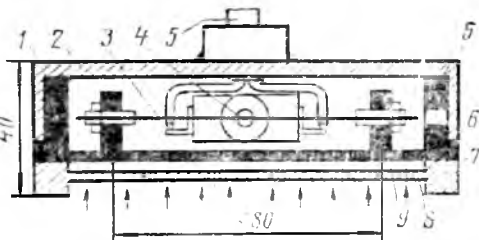


Рис 15.13. Конструкция струнного пьезодинамометра (ВНИИГ):

1 — корпус; 2 — крышка; 3 — струна; 4 — электромагнит; 5 — кабель; 6 — клеевой шов; 7 — перфорированная крышка; 8 — тавот или вазелин; 9 — мембрана.

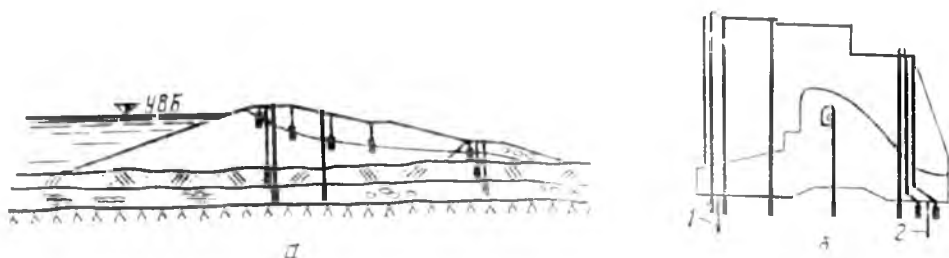


Рис. 15.14. Схема размещения пьезометров: а — грунтовая плотина; б — бетонная плотина на скальном основании; 1, 2 — верховой и низовой шпунты.

Фильтрационный расход в грунтовых плотинах замеряют мерными водосливами, установленными в кюветах у подошвы низового откоса. В бетонных плотинах мерные водосливы устанавливаются в кюветах галерей; используется и объемный способ. Расходы очаговой фильтрации (течи, свищи) определяют объемным способом. Скорость фильтрации определяют солевым методом, методом красителей или с помощью радиоизотопов (соль NaCl, флуоресцин или радиоизотопы опускают в ВБ и фиксируют время их появления).

Химический анализ проб воды позволяет судить о выщелачивании бетона или химической суффозии грунтовых плотин и оснований; повышение мутности говорит о механической суффозии последних. Схема размещения пьезометров приведена на рисунке 15.14. В фильтрационные исследования входят также измерения температуры фильтрующей воды.

Натурные исследования перемещений. Различают перемещения вертикальные (осадки), горизонтальные и наклонные.

Основные методы определения вертикальных перемещений. Осадки измеряют геометрическим, тригонометрическим и гидростатическим нивелированием. Описание этих видов нивелирования приведено в [70].

При геометрическом нивелировании используют опорную высотную сеть, фундаментальные реперы, заложенные в прочный грунт на скалу за пределами возможной воронки оседания, и рабочие реперы в НБ плотины, заделанные в бетон на доступных поверхностях и в галереях сооружения. На плотине размещают измерительные высотные марки в местах ожидаемых максимальных и неравномерных оса-

док. Точность измерений осадок бетонных плотин $\pm 1...2$ мм.

При тригонометрическом нивелировании превышение одной точки над другой определяется изменением угла наклона визирного луча и расстояния от инструмента до точки визирования. Метод удобен при глубоких узких каньонах, крутых склонах и т. п.; точность его ниже.

При гидростатическом нивелировании превышение одной точки над другой определяют относительно горизонтальной плоскости жидкости, устанавливающейся в сообщающихся сосудах (рис. 15.15). Точность измерений $\pm 0,2$ мм; возможна автоматизация измерений; систему гидростатического нивелирования привязывают к исходным реперам.

Осадки внутри грунтовых плотин, их оснований и послыжные измеряют многоярусными глубинными марками (рис. 15.16), состоящими из телескопической системы труб, приваренных к плитам, при осадке плит трубы опускаются (по перемещениям марок,

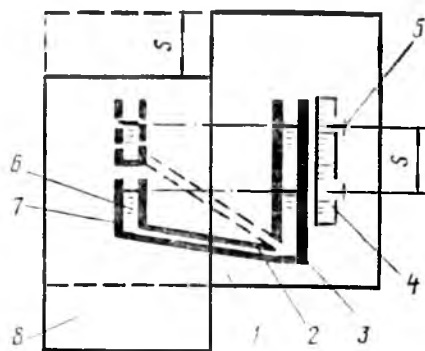


Рис. 15.15. Принципиальная схема гидравлического нивелира:

1, 8 — секции № 1 и № 2; 2 — соединительная трубка; 3, 7 — внутренние сосуды; 4 — шкала; 5 — измерительный прибор; жидкость — жидкость; S — осадка секций относительно друг друга.

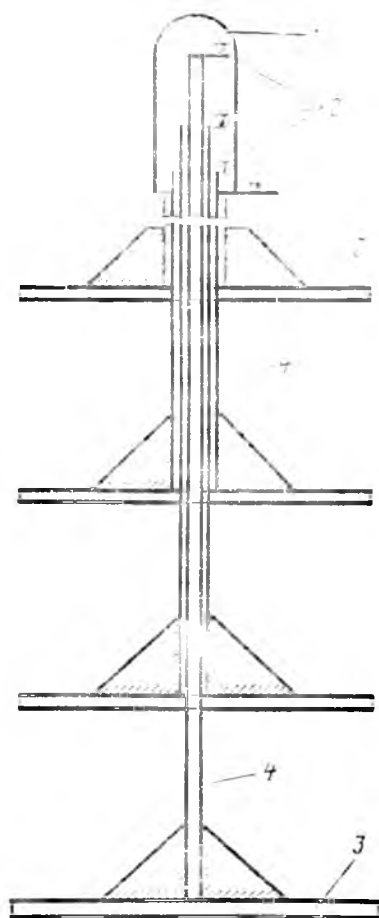


Рис. 15.16. Многоярусная глубинная марка:

1 — защитная крышка; 2 — марки; 3 — пласти; 4 — телескопическая система труб.

расположенных на трубах, геометрическим нивелированием определяют осадки), глубинными электромагнитными марками, состоящими из секционной пластмассовой трубы (секции соединяют патрубками), на которую свободно надеты стальные пластины. О размере осадки судят по перемещению плит, положение которых с точностью до 3...4 мм фиксируют электромагнитным зондом, в котором в обмотке постоянного магнита индуцируется ток при прохождении мимо пластины; при вертикальном положении плит измеряют горизонтальные перемещения. Глубинная электромагнитная марка приведена на рисунке 15.17. Возможно применение счетчика-зонда для фиксации положения изотопов, закладываемых около трубы.

Осадки и перемещения внутренних точек в пространстве получают с помощью наблюдательных колодцев

(обычно в каменно-набросных плотинах) или инклинометров (в высоких и сверхвысоких плотинах) [24].

Основные методы для определения горизонтальных абсолютных перемещений. Различают методы створный, триангуляций, комбинированный [70].

Створный метод (рис. 15.18, а) прост и точен; применяется для сооружений с прямолинейной осью. В штольнях, пройденных в береговых массивах, помещают два опорных пункта, на которых устанавливают теодолит и визирную мишень. В визирном створе (в галерее или на гребне плотины) располагают контрольные пункты. Визирный створ может быть: *оптический*; отклонение от него определяют по отсчетному устройству подвижной марки (расположенной на контрольном пункте), которую с помощью микрометричного винта вводят в створ; отклонения от створа можно определять также по методу малых углов, измеряемых с опорного пункта на неподвижную марку, последовательно устанавливаемую на контрольных пунктах; *струнно-оптический*, задается стальной струной, закрепленной на одном конце и натянутой грузом (100...200 кг) на другом. Струна по-

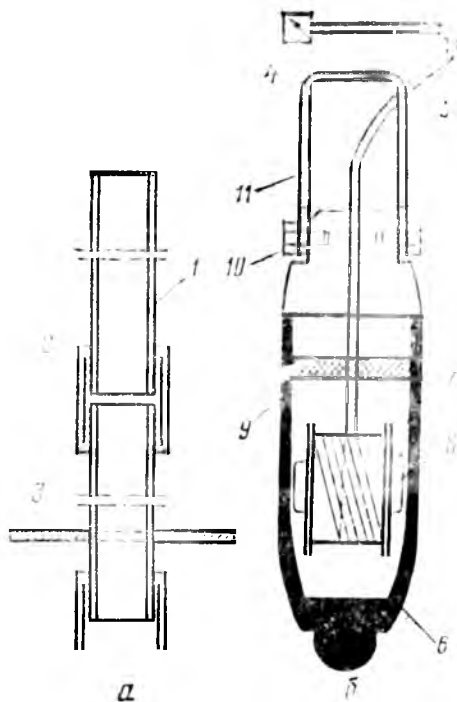


Рис. 15.17. Глубинная электромагнитная марка: а — общий вид; б — устройство зонда; 1 — секция пластмассовой трубы; 2 — соединительный патрубок; 3 — металлическая пластина; 4 — гальванометр; 5 — кабель; 6 — корпус зонда; 7 — обмотка; 8 — магнит; 9 — крышка; 10 — болт; 11 — подвеска для троса.

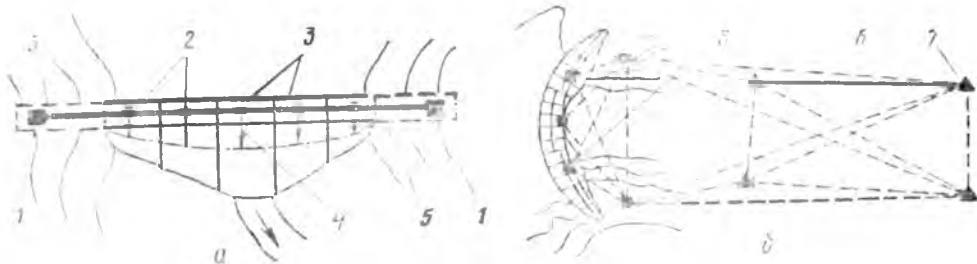


Рис. 15.18. Измерение горизонтальных смещений:

a — створный метод; *b* — метод триангуляции; 1, 7 — опорные пункты на концах створа и на берегах; 2, 8 — контрольные пункты и точки; 3 — секции плотины; 4 — горизонтальные смещения секций; 5 — штольни; 6 — базис.

коится на поплавках в ваннах (через 1...2 секции). Смещение от створа определяют на контрольных пунктах (относительно струны) с точностью до 0,1 мм с помощью оптического центра или механических отсчетных приспособлений.

Метод триангуляции (рис. 15.18, б) сложен, требует высокой квалификации геодезистов; замеры длительны, поэтому он малоприменим для оперативного контроля. Применяют его в горных условиях, в частности для арочных плотин. Теодолитами с опорных пунктов триангуляционной сети периодически измеряют направления на каждый из остальных пунктов и на контрольные марки на сооружении. Имеются модификации метода.

Комбинированный метод применяют при невозможности закрепления концов створа на берегах или в основании плотины (плотины на скальном основании) или если ось плотины состоит из нескольких прямолинейных участков. Смещения определяют относительно оптического или струнного створа, положение на опорных пунктах створа контролируют сеть геодезических треугольников или центральных систем.

Для небольших сооружений можно применять стереофотограмметрию. Для измерения длин в геодезических методах применяют лазеры, радио- и светодальномеры; мекометрами расстояния 20...3000 м измеряют с ошибкой $\pm 1 \cdot 10^{-6}$.

Методы измерения относительных горизонтальных перемещений бетонных сооружений. Обычно применяют прямые и обратные отвесы. Прямой отвес — это груз на инварной проволоке, закрепленный обычно у гребня плотины; относительные перемещения замеряют оптическим или механическим

координатометром у нижнего конца нити (рис. 15.19, а, б) или в промежуточных положениях. В обратном отвесе инварная проволока закреплена внизу в якорь, заделанном в скважине в основании; при большой ее глубине перемещения в основании малы или отсутствуют (получают абсолютные перемещения). Нить отвеса вертикальна благодаря кольцевому поплавку, расположенному вверху, так же расположен координатометр (рис. 15.19, в). Целесообразно совместное использование прямого и обратного отвесов (см. рис. 15.19, а). Относительные горизонтальные перемещения отдельных сек-

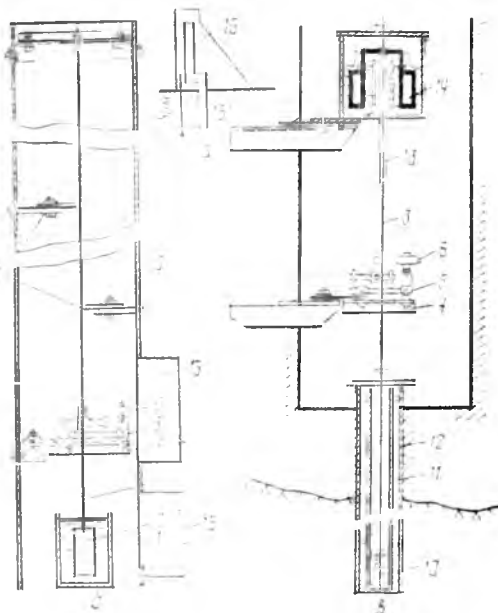


Рис. 15.19. Прямой и обратный отвесы:

a — размещение отвесов в плотине; *b* — прямой отвес; *в* — обратный отвес; 1 — бак с маслом (демпфирует колебания); 2 — груз ($G \approx 50$ кг); 3 — нить отвеса; 4 — столик координатометра; 5 — координатометр; 6 — оптическое устройство; 7 — промежуточные столики для переносного координатометра; 8, 11 — защитная труба; 10 — якорь; 12 — обсадная труба; 13 — шток поплавка; 14 — кольцевой поплавок; 15 — гадарей; 16 и 16' — шахты прямого и обратного отвесов.

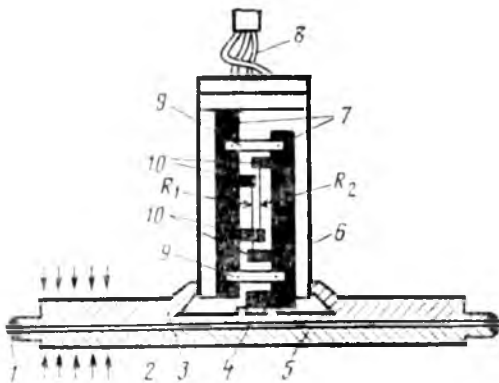


Рис. 15.23. Телодинамометр Карлсона:

1 — сварка; 2, 3 — круглые стальные диски; 4 — мембрана; 5 — слой свинца; 6 — корпус; 7 — жесткие стержни; 8 — кабель; 9 — соединительные планки; 10 — изолирующие колки; R_1 и R_2 — сопротивления, имеющие предварительное натяжение.

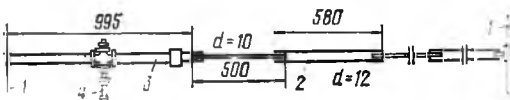


Рис. 15.24. Экстензометр для определения относительных деформаций:

1 — пластины; 2 — подвижная система труб; 3 — линейный потенциометр; 4 — кабель. (Размеры в м, d — в мм)

15.22) — преобразователь линейных деформаций струнный; в них при деформации изменяются натяжение струны и частота ее собственных колебаний. База измерений приборов для металла и бетона 150...250 мм, для скалы до 1000...5000 мм; средняя чувствительность $(0,15...0,3) \cdot 10^{-5}$. В измерительной точке устанавливают одиночные тензометры или розетки; для плоского напряженного состояния (плоской деформации) — из 3...4, а для пространственного — из 6...9 тензометров. Для исключения влияния усадочных и температурных свободных объемных деформаций в массиве специально выделяют ненапряженный образец (элемент), в котором расположен

тензометр, измеряющий свободные деформации.

Замер непосредственно напряжений в бетоне выполняют гелединамометрами Карлсона (рис. 15.23). В грунтовых плотинах и в нескальных основаниях давление грунта измеряют грунтовыми динамометрами (аналогичными пьезодинамометрам, в которых отсутствует крышка 7, см. рис. 15.13), а относительные деформации — экстензометрами (рис. 15.24).

Замер температур в сооружениях и в основаниях выполняют обычно струнными термометрами типа ПТС-60 (измеряемая температура от минус 30° до 60°С, точность 0,2°С, работает на принципе различия коэффициентов линейного расширения стальной струны и дюралюминиевого корпуса) и терморезисторными типа ПТТ-60. Напряжения в арматуре измеряют арматурными динамометрами (рис. 15.25) обычно струнного типа.

В районе гидроузла создают сеть сейсмометрической аппаратуры, включающейся автоматически. Пример размещения различной КИА в бетонной плотине приведен на рисунке 15.26.

Особенности натуральных исследований для обоснования расчетов. На предварительных этапах проектирования для крупных сооружений выполняют комплекс крупномасштабных исследований; в частности, для обоснования сдвиговых характеристик скальных и нескальных оснований сдвигают крупные штампы, прибетонированные к основанию, крупные целики — до 200 м² в скале; в опытных штольнях определяют статический модуль деформации скалы; различными геофизическими методами определяют динамические модули упругости основания, скорости продольных и поперечных волн. В специальных опытных насыпях отрабаты-

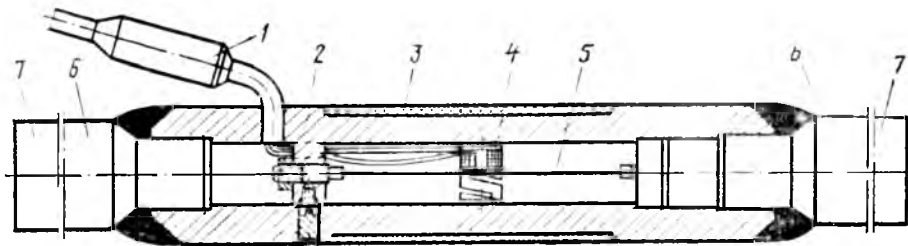


Рис. 15.25. Арматурный динамометр (конструкция НИС Гидропроекта):

1 — датчик деформации; 2 — корпус; 3 — резиновый чехол; 4 — электромагнитная головка; 5 — струна; 6 — удлинитель; 7 — арматура.

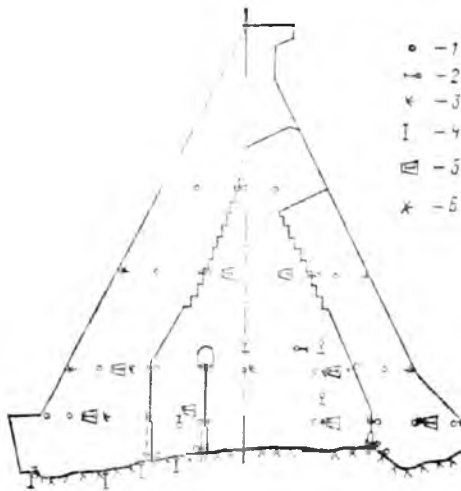


Рис. 15.26. Размещение КИА в секции массивно-контрфорсной плотины:

1 — тензометр; 2 — щелемер; 3 — розетки из шести и из четырех-пяти тензометров; 4 — длиннобазовый деформометр в скале; 5 — тензометр в конусе.

вают новые приемы технологии грунтовых плотин и др. Значительный объем натуральных исследований связан с прогнозом русловых процессов, заилением водохранилищ и переформированием их берегов.

Основные направления организации натуральных исследований для обеспечения безопасности плотин. Основное направление развития натуральных исследований — их полная автоматизация. Для этого: 1) предполагается использовать дистанционные датчики (пока еще ряд важных параметров — горизонтальные и вертикальные перемещения, фильтрационные расходы, частично давления, наклоны определяют вручную); при этом необходима оптимизация размещения датчиков, чтобы при разумном минимуме их по-

лучать максимальную информацию; 2) разработаны и частично введены в строй (НИС Гидропроекта, ВНИИГ) комплексы вторичной приемной аппаратуры с автоматическим вызовом датчиков и записью их показаний в форме, удобной для ввода в ЭВМ; при этом вычислительный комплекс с квалифицированным штатом должен располагаться на пультах крупных гидросистем с передачей туда данных измерений постоянно и безотказно с использованием, помимо кабельной связи и радиосвязи, спутников земли, лазеров и др.; разрабатываются и частично закончены программы (для ЭВМ) сбора информации, ее заполнения, обработки, регистрации и хранения; 3) для оперативного контроля за состоянием сооружений разрабатываются критерии безопасности (перемещения, напряжения, фильтрационные расходы, температурный режим и т. п.) и их контрольные значения (или интегральные оценки), удобные для измерений и позволяющие оперативно сопоставлять их с данными наблюдений и быстро (автоматически) давать заключение о состоянии сооружения, а в случае опасности с помощью специальных сигналов (звуковых, световых и т. п.) оповещать персонал.

В ряде стран (Италия, США и др.) в последние годы введены в строй системы автоматизированного контроля плотин (рис. 15.27). Начала работать аналогичная система на Ново-Воронежской АЭС (разработки НИС Гидропроекта). На сравнительно небольших сооружениях с числом КИА до 200... 300 более экономичными являются неавтоматизированные системы контроля.

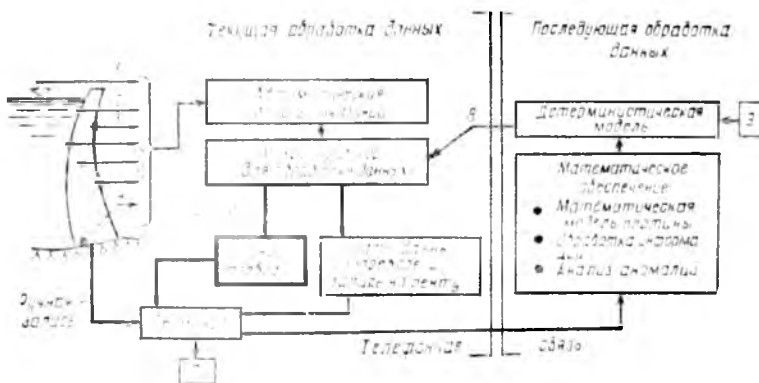


Рис. 15.27 Система контроля с микропроцессором:

1, 2, 3, 4 — датчики уровня воды, температуры, деформаций, фильтрации; 5, 6 — другие измеряемые величины; 7 — запись результатов контроля; 8 — передаточные функции; 9 — вход данных с плотины.

1. Адамович А. Н. Закрепление грунтов и противофильтрационные завесы в гидроэнергетическом строительстве. — М.: Энергия, 1980. — 316 с.
2. Алтунин В. С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. — М.: Колос, 1979. — 253 с.
3. Алтунин С. Т. Регулирование русл. — М.: Сельхозиздат, 1962. — 160 с.
4. Алтунин С. Т. Водозаборные узлы и водохранилища. — М.: Колос, 1964. — 123 с.
5. Алышев М. Я. Индустриальные конструкции гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1969. — 96 с.
6. Артамонов К. Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе на реках в предгорных районах. — Фрунзе, изд-во АН Киргизской ССР, 1963. — 342 с.
7. Артюхина Т. С. Водопрпускные грунтовые сооружения. Обзорная информация. Энергетика и электрификация, сер. Гидроэлектростанции, вып. 3. — М.: ЦНТИ по энергетике и электрификации Минэнерго СССР, 1981. — 55 с.
8. Бахтин Б. М. Совершенствование методики исследования сейсмостойкости гидротехнических сооружений на моделях. — Строительство и архитектура, 1983, № 6. — 16 с.
9. Бетонные плотины (на скальных основаниях). — М.: Стройиздат, 1975. — 350 с.
10. Биянов Г. Ф. Плотины на вечной мерзлоте. — М.: Энергоатомиздат, 1983. — 182 с.
11. Боровой А. А., Михайлов Л. П., Моисеев И. С., Радченко В. Г. Прогресс в проектировании и строительстве высоких плотин из грунтовых материалов. — Гидротехническое строительство, 1983, № 8, 47...53 с.
12. Бочкарев Я. В., Овчаров Е. Е. Основы автоматики и автоматизации производственных процессов и гидромелиорации. — М.: Колос, 1981. — 335 с.
13. Вархотов Т. Л. Сборно-монолитные и сборные ячеистые плотины. — М.: Госстройиздат, 1962. — 339 с.
14. Возведение гравитационной плотины Виллоу Крик из укатываемой бетонной смеси. — Экспресс-информация «Энергетика и электрификация». Серия: Гидроэнергетика за рубежом, М.: 1983, вып. 5, с. 21...26.
15. Волков И. М., Кононенко П. Ф., Федичкин И. К. Гидротехнические сооружения. — М.: Колос, 1968. — 464 с.
16. Вошинин А. П., Гришин М. М. и др. Проектирование речных гидроузлов на не скальных основаниях. — М.: Энергия, 1967. — 253 с.
17. Временная инструкция по проектированию и устройству уплотнений деформационных швов гидротехнических сооружений. — Л., 1978. — 50 с.
18. Временное руководство по конструктивному армированию бетонных плотин, П-633—76. — М.: Гидропроект, 1976. — 23 с.
19. Временные указания по проведению контрольных наблюдений и исследований на плотинах из местных материалов во время их возведения и эксплуатации ВСН 35-70 Минэнерго СССР. — Л.: Энергия, 1975.
20. Временные указания по проектированию фильтров из искусственных минеральных волокнистых материалов в дренажных системах и гидротехнических сооружений. — Киев, 1968. — 60 с.
21. Гальперин Р. С., Кузьмин К. К., Новикова И. С. и др. Кавитация на элементах гидротехнических сооружений и методы борьбы с ней. — Гидротехническое строительство, № 8, 1971.
22. Гальперин Р. С., Осколков А. Г., Семенов В. М., Цедров Г. Н. Кавитация на гидросооружениях. М.: Энергия, 1977. — 195 с.
23. Гидротехнические сооружения/Под ред. М. М. Гришина. — М.: Высшая школа, 1979, части 1 и 2. — 610 с. и 333 с.
24. Гидротехнические сооружения/Под ред. Н. П. Розанова. — М.: Стройиздат, 1978. — 647 с.
25. Гидротехнические сооружения. Справочник проектировщика. — М.: Стройиздат, 1983. — 543 с.
26. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. — М.: Госстройиздат, 1962. — 763 с.
27. Гидроэнергетика и комплексное использование водных ресурсов/Под ред. П. С. Непорожного. — М.: Энергоиздат, 1982. — 559 с.
28. Гинзбург М. Б. Натурные исследования крупных гидротехнических сооружений. — М.—Л.: Энергия, 1964. — 130 с.
29. Гинзбург М. Б., Соколов И. Б. Конструктивное армирование массивных гидротехнических сооружений (обзор) ВНИИГ. — Л., 1976.
30. Гольцман В. Х. Расчет железобетонных сооружений гидроэлектростанций. — М.: Энергия, 1980. — 220 с.
31. Гордон Л. А., Готлиф А. А. Статический расчет бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений. — М.: Энергоиздат, 1982. — 239 с.
32. Данелия Н. Ф. Водозаборные соору-

- жения на реках с обильными донными наносами. — М.: Колос, 1964—333 с.
33. Замарин Е. А., Фандеев В. В. Гидротехнические сооружения. — М.: Колос, 1965. — 618 с.
 34. Ибад-заде Ю. А. Транспортирование воды в открытых каналах. — М.: Стройиздат, 1979. — 272 с.
 35. Ибад-заде Ю. А., Нуриев Ч. Г. Отстойники речных водозаборов. — М.: Стройиздат, 1979. — 126 с.
 36. Илюшин В. Ф., Дубинчик Е. И. Высоконапорные подземные водосбросы. — М.: Энергоатомиздат, 1983. — 103 с.
 37. Инструкция по определению прочности бетонных сооружений. ВСН 02—74 Минэнерго СССР, Л.: Энергия, 1974. — 7 с.
 38. Инструкция по проектированию отстойников и наносоперехватывающих сооружений для оросительных систем ВСН-II-15—77. — Минводхоз СССР, 1977. — 63 с.
 39. Ирригация Узбекистана. — Технический прогресс в ирригации. — Ташкент, Фан, 1981. — 447 с.
 40. Корюкин С. Н. Регулирование русл рек в мелиоративных целях. — М.: Колос, 1972. — 270 с.
 41. Коваленко П. И., Тугай А. М. Мелиоративные гидротехнические сооружения. — Киев, Будевильник, 1974. — 125 с.
 42. Лапшенков В. С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов. — Л.: Гидрометеониздат, 1979. — 120 с.
 43. Левин И. И. Моделирование гидравлических явлений. — Л.: Энергия, 1967. — 233 с.
 44. Ляхтер В. М., Натариус Я. И. и др. Применение сейсмоизоляции для обеспечения сейсмостойкости плотин из грунтовых материалов. — Гидротехническое строительство, № 5, 1980. — 16 с.
 45. Ляхтер В. М., Прудовский А. М. Гидравлическое моделирование. — М.: Энергоатомиздат, 1984. — 390 с.
 46. Марчук А. Н. Статическая работа бетонных плотин. — М.: Энергоиздат, 1983. — 208 с.
 47. Мгалобелов Ю. Б. Прочность и устойчивость скальных оснований бетонных плотин. — М.: Энергия, 1979. — 215 с.
 48. Метод фотоупругости/Под ред. Ф. Ф. Губина, Н. А. Стрельчука, Г. Л. Хесина. — М.: Стройиздат, 1975, тт. I...III. — 67 с.
 49. Методические рекомендации по проектированию оптимальных врезок для сопряжения бетонных плотин со скальным основанием II-634—75. М.: Гидропроект, 1978. — 59 с.
 50. Методические рекомендации по технологии изготовления бетона, подверженного воздействию кавитации износостойких облицовок гидротехнических сооружений, II-58—72 — Л.: Энергия, 1972. — 53 с.
 51. Методические указания по компоновке и гидравлическому расчету противоселевых гидротехнических сооружений. — Фрунзе: ММВХ СССР, 1977. — 73 с.
 52. Моисеев С. Н., Моисеев И. С. Каменно-земляные плотины — М.: Энергия, 1977. — 219 с.
 53. Мойс П. П. Шахтные водосбросы. — М.: Энергия, 1970. — 76 с.
 54. Моцонеллидзе Н. С. Устойчивость и сейсмостойкость контрфорсных плотин. — М.: Энергия, 1971. — 295 с.
 55. Мирцхулава Ц. Е. Надежность гидромелиоративных сооружений. — М.: Колос, 1974. — 277 с.
 56. Мирцхулава Ц. Е. Размыв русл и методика оценки их устойчивости. — М.: Колос, 1967. — 230 с.
 57. Михайлов А. В. Внутренние водные пути. — М.: Стройиздат, 1973. — 325 с.
 58. Ничипорович А. А. Плотины из местных материалов. — М.: Стройиздат, 1973. — 319 с.
 59. Обзорная информация. Энергетика и электрификация. Серия гидроэлектростанции. Траншейные стенки в гидротехническом строительстве. — М.: 1981, вып. 2. — 51 с.
 60. Орлов Б. В. Унификация сооружений из железобетонных конструкций для водохозяйственного строительства. — В сб.: Вопросы проектирования современных систем. 1973, № 1. — 210 с.
 61. Орлова З. П. Рыбохозяйственная гидротехника. — М.: Пищевая промышленность, 1978, с. 17.
 62. Покровский Г. И., Федоров И. С. Возведение гидротехнических сооружений направленным взрывом. — М.: Госстройиздат, 1971. — 213 с.
 63. Полонский Г. А. Механическое оборудование гидротехнических сооружений. — М.: Энергоиздат, 1982. — 348 с.
 64. Проектирование и строительство больших плотин. — М.: Энергоиздат, 1981, вып. 5 — 106 с.
 65. Рекомендации по гидравлическому расчету водопропускных трактов безнапорных водосбросов на аэрацию и волнообразование (II 66—77) ВНИИГ. — Л.: 1978. — 51 с.
 66. Рекомендации по гидравлическому расчету открытых водосбросов высоконапорных гидроузлов и размывов скального русла отбросной струей (II 80—79) ВНИИГ, Л.: 1979. — 26 с.
 67. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Прямые водосливы. — Л.: Энергия, 1974, ч. 1. — 57 с.
 68. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Косые, боковые, криволинейные и кольцевые водосливы (II 45—75) ВНИИГ, Л.: 1976. — 22 с.
 69. Рекомендации по компоновке затворных камер и расчетам гидродинамических воздействий потока на плоские сегментные и дисковые затворы гидротехнических сооружений (II 84—79) ВНИИГ. — Л., 1980. — 121 с.
 70. Рекомендации по наблюдениям за напряженно-деформированным состоянием бетонных плотин (II 100—81). ВНИИГ — Л., 1982, 143 с.
 71. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок, действующих на плиты водобоев и рисберм водосливных плотин (II 73—78). ВНИИГ. — Л., 1979. — 50 с.
 72. Рекомендации по организации и проведению натурных наблюдений и исследований воздействия потока на гидротехнические сооружения и русло реки в нижнем бьефе (II 70—78). ВНИИГ, — Л.: 1978. — 55 с.
 73. Рекомендации по применению противотриггерных экранов из полимерных

- материалов на оросительных каналах и водоемах в сложных инженерно-геологических условиях. Новочеркасск, ЮжНИИГиМ, 1983, — 44 с.
74. Рекомендации по проектированию и строительству плотин из грунтовых материалов для производственного и питьевого водоснабжения в условиях Крайнего Севера и вечной мерзлоты. — М.: Стройиздат, 1976.
 75. Рекомендации по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений (П 92—80). ВНИИГ. — Л., 1981. — 105 с.
 76. Рекомендации по расчету местных размывов русл, сложенных из нескальных грунтов, за креплениями средненапорных водосливных плотин (П 90—80). ВНИИГ. — Л., 1981. — 38 с.
 77. Рекомендации по учету кавитации при проектировании водосбросных гидротехнических сооружений (П 38—75). — Л.: Энергия, 1976. — 128 с.
 78. Розанов Н. Н. Плотины из грунтовых материалов. — М.: Стройиздат, 1983. — 296 с.
 79. Розанов Н. П. Вопросы проектирования водопропускных сооружений, работающих в условиях вакуума и при больших скоростях потока. — М.-Л.: Госэнергоиздат, 1959. — 208 с.
 80. Розанов Н. П. Гидравлические расчеты водопропускных труб. Учебное пособие. МГМИ. — М., 1979. — 68 с.
 81. Розанов Н. П. Контрфорсные плотины. — М.: Стройиздат, 1949. — 287 с.
 82. Розанов Н. С. Проектирование и исследование арочных плотин во Франции. — М.-Л.: Энергия, 1966. — 273 с.
 83. Руководство по проектированию гидротехнических туннелей. — М.: Стройиздат, 1982. — 285 с.
 84. Руководство к главе СНиП II-54—77, т. I, книга 2. Руководство по проектированию и устройству деформационной, тепло-гидроизоляции и деформационных швов (П 05—82) ВНИИГ. — Л.: 1983. — 124 с.
 85. Руководство к главе СНиП II-54, т. I, книга 3. Руководство по гидравлическим расчетам (П 07—83) ВНИИГ. — Л.: 1983. — 251 с.
 86. Руководство по возведению грунтовых сооружений способом отсыпки грунта в воду (П 22—74) ВНИИГ. — Л.: Энергия, 1975. 68 с.
 87. Руководство по контролю качества возведения плотин из грунтовых материалов (П 42—75) ВНИИГ. — Л.: 1976. — 36 с.
 88. Руководство по определению допускаемых неразмывающих скоростей водного потока для различных грунтов при расчете каналов. — М.: Минводхоз СССР, 1981. — 57 с.
 89. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1983 г. — 43 с.
 90. Руководство по проектированию и расчету подземного контура плотин на нескальных основаниях и их сопрягающих устоев (П 69—77) ВНИИГ. — Л., 1978. — 101 с.
 91. Руководство по проектированию и устройству антикавитационных защитных полимерных покрытий бетона гидросооруже-
- ний (П 74—78) ВНИИГ. — Л., 1979. — 56 с.
 92. Руководство по проектированию плотин из грунтовых материалов, возводимых в северной строительной-климатической зоне (П 48—86) ВНИИГ. — Л., 1976. — 64 с.
 93. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений. ВНИИГ. — М., 1977. — 162 с.
 94. Румянцев И. С., Кромер Р. К. Режим занесения верхних бьефов ирригационных низконапорных гидроузлов. — Доклады ВАСХНИЛ, № 8, 1980, с. 38...40.
 95. Сергеев Б. И. Расчет мягких конструкций гидротехнических сооружений. — Новочеркасск, 1973. — 230 с.
 96. Сергеев Б. И., Степанов П. М., Шумаков Б. Б. Мягкие конструкции — новый вид гидротехнических сооружений. — М.: Колос, 1971.
 97. СНиП II-7—81. Строительство в сейсмических районах. — М.: Стройиздат, 1982.
 98. СНиП II-15—74. Основания зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1975. — 64 с.
 99. СНиП II-16—76. Основания гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1977. — 36 с.
 100. СНиП II-50—74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. — М.: Стройиздат, 1975. — 24 с.
 101. СНиП II-52—74. Сооружения мелиоративных систем. — М.: Стройиздат, 1975. — 24 с.
 102. СНиП II-53—83. Плотины из грунтовых материалов. Нормы проектирования. — Л., 1983. — 28 с.
 103. СНиП II-54—77. Плотины бетонные и железобетонные. — М.: Стройиздат, 1978. — 32 с.
 104. СНиП II-55-79. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. М., Стройиздат, 1980. — 41 с.
 105. СНиП II-56—77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1977. — 31 с.
 106. СНиП 2.06.04.82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М.: Стройиздат, 1983. — 37 с.
 107. Слисский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. — М.: Энергия, 1970. — 422 с.
 108. Слисский С. М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1979. — 331 с.
 109. Соболин Г. В. Защита сооружений на реках и каналах от наносов. — Фрунзе, Кыргызстан, 1968.
 110. Соколов И. Б., Логунова В. А. Фильтрация и противодействие воды в бетоне гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1977. — 294 с.
 111. Справочник по гидравлическим расчетам/ Псл ред. П. Г. Киселева. — М.: Энергия, 1972 — 352 с.
 112. Судаков В. Б. Рациональное использование бетона гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1976.
 113. Тайчер С. И., Мгалобелов Ю. Б. Расчет устойчивости скальных берегов

- упоров арочных плотин. — М.: Энергия, 1972.
114. Технические условия и нормы. Глубинные водосбросы и водоспуски гидроузлов (гидравлические расчеты) ВСН 38—70. Минэнерго СССР. — Л.: Энергия, 1972. — 44 с.
 115. Толкачев Л. А., Судаков В. Б. Токтогульский метод бетонирования массивных сооружений. — М.: Энергия, 1973. — 160 с.
 116. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Применение полимерных материалов в гидротехническом строительстве. — Л.: Энергия, 1972, вып. 74. — 130 с.
 117. Указания по организации натуральных наблюдений и исследований на строящихся гидротехнических сооружениях. ВСН 01—74. Минэнерго СССР — Л.: Энергия, 1974. — 37 с.
 118. Указания по проектированию гидротехнических туннелей СН 238—73. — М.: Стройиздат, 1974. — 54 с.
 119. Указания по проектированию противофильтрационных цементационных завес в скальных основаниях бетонных плотин. ВСН 08—65. Минэнерго СССР. — Л.: Энергия, 1968. — 48 с.
 120. Указания по проектированию противофильтрационных устройств подземного контура бетонных плотин на скальных основаниях с трещинами тектонического происхождения ВСН 01—70, Минэнерго СССР. — Л.: Энергия, 1970. — 46 с.
 121. Указания по расчету заилнения водохранилищ при строительном проектировании. — Л.: Гидрометеоздат, 1968. — 52 с.
 122. Фрейдман В. Б., Фролов Б. К., Шкарин В. П. Возведение плотины Уиллоу Крик (США) непрерывным методом из укатываемой бетонной смеси. — Энергетическое строительство за рубежом, 1983, № 4, с. 22...27.
 123. Фрид С. А., Левених Д. П. Температурные воздействия на гидротехнические сооружения в условиях Севера. — Л.: Стройиздат, 1978. — 197 с.
 124. Фрид С. А. Расчетное обоснование прочности и устойчивости бетонных гравитационных и массивно-контрфорсных плотин. — В сб. научных трудов Гидропроекта. — М., 1980, вып. 74.
 125. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Водосливные плотины. — М.: Высшая школа, 1978. — 348 с.
 126. Чугаев Р. Р. Гидравлика. — М.: Энергоиздат, 1982. — 598 с.
 127. Чураков А. И. Производство специальных работ в гидротехническом строительстве. — М.: Стройиздат, 1976. — 254 с.
 128. Швайнштейн А. М. Водосбросы зарубежных гидроузлов с высокими бетонными плотинами. — Л.: Энергия, 1973. — 180 с.
 129. Шапиро Х. Ш. Регулирование твердого стока при водозаборе в оросительные системы. — М.: Колос, 1983. — 270 с.
 130. Щавелев Н. Ф. Уплотнения швов массивных гидросооружений. — Л.: Энергия, 1970.
 131. Эйдельман С. Я. Натурные исследования бетонных гидротехнических сооружений. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1960.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Акведук 243
Анкеровка 187, 197
Аппаратура контрольно-измерительная (КИА) 413
Армирование плотин 184
Аэрация потока 72
Берма 100, 226
Бык 196
Быстроток 259, 260
Виращ 146
Водобой 18, 89
Водовыпуск (водоспуск) 63, 64, 234
Водозаборы плотинные 332, 333, 340, 353
Водозаборы бесплотинные 301, 307, 326, 327, 328
Водосброс 63, 141, 190, 195, 260
Воздействия температурные 54
Волны катящиеся 73
Выпор грунта 29
Габiony 264, 317
Галерея 175
Гасители энергии 87
Гидроузел 63, 326, 386, 389, 391, 392
Головы судоходных шлюзов 366
Гребень плотины 102, 175
Давление горное 251
— пульсации 91
— фильтрационное 19, 26
Дамбы 309, 310, 312, 317, 320
Дефицит давления 91
Деформации русловые 300, 301
— фильтрационные 28
Диафрагма 119, 199
Дренаж 107, 147, 193
Дюкер 247
Завеса 30, 112, 175
Занесение водохранилищ 304, 306
Затворы 267, 268, 269, 271, 277, 287
Износ абразивный 75
Исследования лабораторные 397
Кавитация 78
Камера судоподъемника 367, 368, 370
Камеры отстойника 354, 356, 358, 359
Каналы 225, 364, 365
Ковш нижнего бьефа 18, 88, 90
Колодец водобойный 261
Компоновка гидроузла 327, 386, 388, 389, 392
Контур плотины подземный 18, 193
Крепление откосов 104, 317, 318, 319
Кривая депрессионная 112
Лотки лесосплавные 371
Лоток 245
Меандрирование русл 309
Модели упругие, хрупкие 409
Наводнение 312
Наносы 295, 299, 300
Напряжения в основании 49
Обвалование 312
Обделка (облицовка) туннельная 254
Оборудование гидротехнических сооружений механическое 267
Организация чаши водохранилища 393
Осадка оснований 51
Основания 386
Отстойники 353, 360
Парапет 103
Перепад 262
Плотины
— арочные 201
— водосбросные 133, 135, 190
— гравитационные 174
— грунтовые 99
— деревянные 135
— контрфорсные 213
— каменно-земляные и каменно-набросные 119, 121
Плотоход 371
Подходы к судоходным шлюзам 366, 372
Понур 18
Порталы туннеля 258
Процесс русловый 295, 300, 305
Пруды рыбоводные 377
Пути водные 364
Пучение морозное 265
Работы выправительные 309, 319
Размыты нижнего бьефа 305, 311
Расход руслоформирующий 295
Расходы максимальные расчетные 65
Рисберма 88, 90
Рыбодъемники 375
Рыбоход 374
Ряж 315
Сейсмостойкость 58
Система питания судоходного шлюза 367
Скорость взвешивающая 355
— допускаемая (неразмывающая) 296
Сооружения берегоукрепительные 317, 318, 319
Сопряжения бьефов 85
Состояние предельное 35
Судоподъемники 370
Суффозия механическая 28
Труба-ливнепровод 247
Туннель гидротехнический 250
Уплотнение швов 180, 198
— затворов 275, 372
Управление бурным потоком 75
Устой 199
Устойчивость сооружений 37, 40, 115
Фильтр обратный 109
Фильтрация 17
Флютбет 18
Ход судовой 364, 365
Хозяйство прудовое рыбоводное 377
Цементация основания 170, 171
Циркуляция потока поперечная 310, 350
Части затворов опорно-ходовые 272
Швы 49, 168, 178, 179, 185, 203, 208
Шлюз рыбопропускной 375
— судоходный 364, 365
Шпунт 193, 194, 195
Экраны противочлнтрационные 183
Эрозия абразивная 75
— кавитационная 80
— русловая 301, 305
Ядро 109

Предисловие	3	сооружения. Особенности расчетов по предельным состояниям	34
РАЗДЕЛ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ И УСЛОВИЯХ ИХ РАБОТЫ	5	3.1.1. Нагрузки и воздействия на бетонные гидротехнические сооружения. Сочетания нагрузок и воздействий	34
1.1. Введение	5	3.1.2. Расчеты плотин по предельным состояниям	35
1.1.1. Водные ресурсы, водное хозяйство и его отрасли, перспективы их развития в СССР	5	3.2. Расчеты устойчивости подпорных бетонных гидротехнических сооружений	37
1.1.2. Краткие сведения о развитии строительства гидротехнических сооружений	6	3.2.1. Расчеты устойчивости гравитационных плотин на сдвиг в случае нескальных оснований	37
1.2. Классификация гидротехнических сооружений, гидроузлов и гидросистем, условия их работы и общие вопросы проектирования	9	3.2.2. Расчеты устойчивости гравитационных плотин на сдвиг в случае скальных оснований	40
1.2.1. Гидротехнические сооружения и их классификация	9	3.2.3. Расчеты устойчивости на опрокидывание и всплывание	44
1.2.2. Гидроузлы и гидросистемы, их классификация	12	3.2.4. Расчеты устойчивости контрфорсных и арочных плотин	44
1.2.3. Особенности и условия работы гидротехнических сооружений	13	3.3. Расчеты прочности бетонных гидротехнических сооружений	45
1.2.4. Общие вопросы проектирования гидротехнических сооружений	15	3.3.1. Особенности плотин различной высоты на скальном основании	45
РАЗДЕЛ 2 ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ ПОД ГИДРОТЕХНИЧЕСКИМИ СООРУЖЕНИЯМИ И В ОБХОД ИХ	17	3.3.2. Критерии прочности. Основные требования к напряженному состоянию бетонных плотин на скальном основании	45
2.1. Фильтрация в нескальных основаниях	17	3.3.3. Критерии прочности и особенности расчетов бетонных плотин на нескальном основании	48
2.1.1. Общие сведения о фильтрации	17	3.3.4. Влияние различных факторов на напряженное состояние и прочность плотин	48
2.1.2. Составные части флютбета	18	3.4. Расчет деформаций бетонных гидротехнических сооружений на нескальном и скальном основании	51
2.1.3. Расчетные условия при фильтрации	19	3.4.1. Общие сведения о деформации бетонных сооружений	51
2.1.4. Методы фильтрационных расчетов	20	3.4.2. Расчеты деформаций при нескальных основаниях	52
2.1.5. Метод коэффициентов сопротивления	23	3.4.3. Расчеты деформаций при скальных основаниях	54
2.1.6. Особые случаи фильтрации	24	3.5. Температурно-влажностные напряжения и деформации в бетонных и железобетонных гидротехнических сооружениях	54
2.1.7. Влияние отдельных частей флютбета на фильтрацию	26	3.5.1. Температурные напряжения и деформации	54
2.1.8. Фильтрационные деформации	28	3.5.2. Усадка и набухание	58
2.2. Фильтрация в скальных основаниях	30	3.6. Сейсмические воздействия на гидротехнические сооружения	58
2.2.1. Особенности фильтрации в скальных породах	30		
2.2.2. Противофильтрационное давление и противофильтрационные устройства в основании плотин	30	РАЗДЕЛ 4. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ	62
2.3. Фильтрация в обход гидротехнических сооружений	32	4.1. Основные виды водопропускных гидротехнических сооружений, их особенности, режимы работы	63
2.3.1. Общие сведения	32		
2.3.2. Фильтрационные расчеты	33		
РАЗДЕЛ 3. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ РАСЧЕТОВ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ ПОДПОРНЫХ БЕТОННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ	34		
3.1. Нагрузки и воздействия на бетонные подпорные гидротехнические			

4.1.1. Классификация водопропускных сооружений. Расчетные расходы и уровни воды. Отверстия	63	5.2. Каменнонабросные и каменно-земляные плотины	119
4.1.2. Условия работы открытых водопропускных сооружений	66	5.2.1. Общие сведения о каменнонабросных плотинах	119
4.1.3. Условия работы закрытых водопропускных сооружений	69	5.2.2. Части каменнонабросных плотин и противифльтрационные устройства в их основании	120
4.1.4. Аэрация потока в водопропускных сооружениях	72	5.2.4. Каменно-земляные плотины	121
4.1.5. Волнообразование в водопропускных сооружениях	73	5.3. Прочие типы плотин из грунтовых материалов	124
4.1.6. Пропуск льда через водопропускные сооружения	74	5.3.1. Намывные плотины	124
4.1.7. Абразивная эрозия бетонных поверхностей водопропускных сооружений	75	5.3.2. Сооружения, возводимые способом отсыпки грунта в воду	128
4.2. Методы управления бурными потоками и использование их при проектировании водосбросных сооружений	75	5.3.3. Плотины, возводимые направленным взрывом	129
4.3. Кавитация элементов гидротехнических сооружений и меры борьбы с кавитационной эрозией	78	5.3.4. Плотины на вечной мерзлоте	130
4.3.1. Кавитация и ее влияние на сооружение	78	5.3.5. Плотины из армированного грунта	133
4.3.2. Методы борьбы с кавитационной эрозией элементов водосбросных сооружений	80	5.4. Грунтовые водосливные плотины	133
4.4. Проектирование устройств нижнего бьефа гидротехнических сооружений	85	5.5. Деревянные плотины	135
4.4.1. Гидравлические режимы сопряжения бьефов	85	5.5.1. Общие сведения о плотинах и их типы	135
4.4.2. Основные элементы крепления при донном режиме сопротивления. Определение параметров крепления	87	5.5.2. Флютбеты деревянных плотин	137
4.4.3. Гидродинамические нагрузки на плиты водобоев и рисберм	91	5.5.3. Устои деревянных плотин	138
4.4.4. Конструкции креплений нижнего бьефа при поверхностном режиме сопряжения	92	5.5.4. Опоры в пролетах плотины	139
4.4.5. Устройства нижнего бьефа при сопряжении с отбросом струи	93	5.5.5. Стланевые плотины	140
4.4.6. Методы борьбы со сбойными течениями	95		
4.4.7. Русловые переформирования в зоне нижнего бьефа	97	РАЗДЕЛ 6. ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГИДРОУЗЛОВ С ГЛУХИМИ ПЛОТИНАМИ	141
РАЗДЕЛ 5. ПЛОТИНЫ ГРУНТОВЫЕ И ИЗ ДРУГИХ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ	99	6.1. Типы водосбросов и водовыпусков. Условия их применения	141
5.1. Грунтовые плотины	99	6.2. Открытые береговые водосбросы	144
5.1.1. Общие сведения о грунтовых плотинах	99	6.2.1. Водосбросы с лобовым подводом воды (фронтальные)	144
5.1.2. Характеристика грунтов тела плотин и оснований	100	6.2.2. Водосбросы с боковым отводом воды от головной части (траншейные)	148
5.1.3. Воздействие ветровых волн на откосы грунтовых плотин	101	6.3. Закрытые береговые водосбросы	149
5.1.4. Конструктивные части плотин	101	6.3.1. Трубчатые башенные водосбросы	149
5.1.5. Дренажи грунтовых плотин	107	6.3.2. Трубчатые ковшовые водосбросы	149
5.1.6. Обратные фильтры дренажей	109	6.3.3. Сифонные водосбросы	151
5.1.7. Противофильтрационные устройства в теле плотин	109	6.3.4. Туннельные водосбросы	152
5.1.8. Противофильтрационные устройства в основании плотин	110	6.4. Пропуск паводка через основные и вспомогательные (естественные) водосбросы	159
5.1.9. Фильтрация в грунтовых плотинах	112	6.5. Водовыпуски	161
5.1.10. Фильтрация в плотинах на водонепроницаемом основании	113	6.5.1. Трубчатые водовыпуски	161
5.1.11. Фильтрация в плотинах на водопроницаемом основании	114	6.5.2. Туннельные водовыпуски	162
5.1.12. Устойчивость откосов грунтовых плотин	115	РАЗДЕЛ 7. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ	164
5.1.13. Другие виды статических расчетов плотин	117	7.1. Общие сведения	164
		7.1.1. Основные типы плотин и их характеристики	164
		7.1.2. Методы улучшения оснований	170
		7.2. Бетонные глухие гравитационные плотины на скальном основании	174
		7.2.1. Массивные плотины	174
		7.2.2. Облегченные плотины	185
		7.2.3. Пути усовершенствования и удешевления гравитационных плотин	188
		7.2.4. Расчеты напряженного состояния гравитационных плотин	189
		7.3. Бетонные водосбросные плотины	190
		7.3.1. Основные типы и схемы	190
		7.3.2. Конструкции плотин	194
		7.4. Арочные плотины	201
		7.4.1. Основные типы	201
		7.4.2. Общие сведения об арочных плотинах	202
		7.4.3. Основные вопросы проектирования	205
		7.4.4. Краткие сведения о расчетах прочности и устойчивости	210
		7.5. Контрфорсные плотины	213

7.5.1. Классификация. Общие сведения	213	9.2.5. Сила тяжести затворов и определение усилий для маневрирования ими	276
7.5.2. Массивно-контрфорсные плотины	213	9.3. Сегментные затворы водосливных отверстий	277
7.5.3. Многоарочные плотины	218	9.3.1. Типы и конструкции сегментных затворов	277
7.5.4. Плотины с плоскими напорными перекрытиями	219	9.3.2. Определение подъемного усилия и способы его уменьшения. Достоинства и недостатки сегментных затворов	280
7.5.5. Некоторые конструктивные и другие особенности	220	9.4. Редко применяемые типы затворов водосливных отверстий	281
7.5.6. Основы расчетов прочности элементов и устойчивости контрфорсных плотин	220	9.5. Затворы глубинных отверстий	285
РАЗДЕЛ 8. КАНАЛЫ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ НА НИХ	225	9.5.1. Виды и особенности работы глубинных затворов	285
8.1. Каналы	225	9.5.2. Глубинные затворы с камерами, облицовка которых омоноличена с бетоном сооружения	285
8.1.1. Общие сведения, классификация, формы и размеры поперечных сечений	225	9.5.3. Глубинные затворы с камерами в виде самонесущего стального корпуса	286
8.1.2. Трассирование каналов	228	9.6. Эксплуатация и автоматизация затворов, оборудование для маневрирования	288
8.1.3. Потери воды из каналов и методы борьбы с ними, одежда (облицовки) каналов	230	9.6.1. Оборудование для маневрирования затворами	288
8.2. Регулирующие сооружения	233	9.6.2. Автоматизация работы затворов гидротехнических сооружений на мелиоративных системах, вододействующие затворы-автоматы	291
8.2.1. Общие сведения. Классификация, особенности и условия работы	233	9.6.3. Эксплуатация и выбор типа затворов	293
8.2.2. Типы и конструкции регуляторов	234	РАЗДЕЛ 10. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЛ	295
8.2.3. Сборно-блочные внутрисистемные сооружения	240	10.1. Основные сведения о русловых процессах и деформациях	295
8.2.4. Проектирование и расчет регулирующих сооружений	241	10.1.1. Естественные факторы руслообразования, определяющие морфологические элементы потока и русла	295
8.2.5. Водомерность регулирующих сооружений, водомерные устройства и принципы автоматизации регулирующих сооружений	242	10.1.2. Способность русловых отложений образовывать отмостку	296
8.3. Водопроводящие сооружения	243	10.1.3. Устойчивость русл. Два уровня взаимодействия потока и русла	296
8.3.1. Общие сведения, основные типы и особенности водопроводящих сооружений	243	10.1.4. Классификация русл рек	297
8.3.2. Акведуки, сепароводы и лотки	243	10.1.5. Расчетные морфологические элементы русл	297
8.3.3. Трубопроводы, дюкеры и трубывнепроводы	247	10.1.6. Виды деформаций русл и задачи их прогнозирования	300
8.3.4. Гидротехнические туннели	250	10.1.7. Местные деформации русла	300
8.4. Сопрягающие сооружения	259	10.1.8. Деформации русл при бесплотинном водозаборе	301
8.4.1. Общие сведения и классификации	259	10.1.9. Заиление подпертых бьефов и водохранилищ	302
8.4.2. Быстротоки	260	10.1.10. Занесение в зоне дополнительного подпора	304
8.4.3. Перепады	262	10.1.11. Общий разрыв русл в нижних бьефах гидроузлов	305
8.4.4. Консольные перепады	264	10.1.12. Занесение русл в нижних бьефах	306
8.4.5. Выбор типа сопрягающего сооружения	265	10.1.13. Вопросы охраны природы в зоне влияния гидроузлов	307
8.4.6. Особенности сооружений, возводимых на пучинистых и просадочных грунтах и в условиях вечной мерзлоты	265	10.2. Задачи и методы регулирования русл и русловых процессов	307
РАЗДЕЛ 9. ЗАТВОРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ	267	10.2.1. Регулирование русл при бесплотинном водозаборе	307
9.1. Общие сведения о механическом оборудовании гидротехнических сооружений	267	10.2.2. Регулирование русл в подпертых бьефах	309
9.1.1. Общие понятия и состав механического оборудования гидротехнических сооружений	267	10.2.3. Борьба с заилением водохранилищ и прудов	310
9.1.2. Типы затворов и их классификация	267	10.2.4. Регулирование общего размыва в нижних бьефах	311
9.1.3. Действующие силы и общие условия работы затворов	269		
9.2. Плоские затворы водосливных отверстий	270		
9.2.1. Плоские простейшие затворы	270		
9.2.2. Металлические плоские затворы	271		
9.2.3. Особые конструкции плоских затворов	274		
9.2.4. Противофильтрационные уплотнения	275		

10.2.5. Регулирование рек-водоприемников	312	12.3.1. Общие рекомендации при проектировании отстойников	361
10.2.6. Обвалование земель	312	12.3.2. Определение времени заилиenia камеры	362
10.2.7. Гидротехнические методы рекультивации малых и средних равнинных рек	312	12.3.3. Расчет промыва камеры от наносов	362
10.3. Регуляционные сооружения	313	12.3.4. Расчет пульпо ода	362
10.3.1. Классификация	313	12.4. Гравиеловки	363
10.3.2. Краткие сведения о строительных материалах и элементах конструкций	314	РАЗДЕЛ 13. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ И КОНСТРУКЦИИ	
10.3.3. Крепление берега	319	13.1. Судоходные пути и сооружения	364
10.3.4. Дамбы	320	13.1.1. Водные пути	364
10.3.5. Шпоры	322	13.1.2. Конструкции и габариты судоходных каналов	364
10.3.6. Прорези	324	13.1.3. Назначение и конструкция судоходных шлюзов	365
10.3.7. Наносоуправляющие пороги	325	13.1.4. Камеры и системы питания судоходных шлюзов	367
РАЗДЕЛ 11. ВОДОЗАБОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ		13.1.5. Пропуск судов через шлюзы	370
11.1. Общие сведения	326	13.1.6. Судоподъемники	370
11.1.1. Понятие о водозаборе, назначение и классификация водозаборных сооружений	326	13.1.7. Лесопропускные сооружения	371
11.1.2. Выбор места расположения речного водозаборного узла сооружений	326	13.1.8. Размещение судоходных сооружений	371
11.1.3. Выбор типа водозаборного узла, состав и компоновка его сооружений	327	13.1.9. Затраты воды на пропуск судов и леса	372
11.2. Бесплотинные водозаборные гидроузлы	327	13.2. Рыбохозяйственные гидротехнические сооружения	373
11.2.1. Общие сведения	327	13.2.1. Влияние речного гидротехнического строительства на ихтиофауну	373
11.2.2. Основные схемы бесплотинных водозаборных гидроузлов и область их применения	328	13.2.2. Рыбоходы	373
11.2.3. Головные сооружения бесплотинных водозаборных узлов	331	13.2.3. Рыбоподъемники	375
11.2.4. Расчеты бесплотинных водозаборных узлов	332	13.2.4. Рыбозащитные конструкции при водозаборе	376
11.3. Плотинные водозаборные гидроузлы	332	13.2.5. Рыбоводные пруды	377
11.3.1. Общие сведения, условия применения	332	13.3. Защита водозаборных сооружений от льда, шуги и мусора	377
11.3.2. Боковые поверхностные плотинные водозаборные гидроузлы	333	13.3.1. Запони	378
11.3.3. Фронтальные поверхностные плотинные водозаборные гидроузлы	340	13.3.2. Шугосбросы	378
11.3.4. Решетчатые плотинные водозаборные гидроузлы	344	13.3.3. Соросдерживающие решетки	379
11.3.5. Занесение и промывка верхних бьефов водозаборных гидроузлов	349	13.4. Противозрозонные сооружения	379
РАЗДЕЛ 12. ОТСТОЙНИКИ И ГРАВИЕЛОВКИ		13.5. Противоселевые сооружения	382
12.1. Общие сведения	352	13.5.1. Понятие о селевых потоках	382
12.1.1. Назначение, размещение и классификация отстойников	352	13.5.2. Гидротехнические мероприятия и сооружения по борьбе с селевыми потоками	383
12.1.2. Требования к гравиеловкам и отстойникам	352	РАЗДЕЛ 14. РЕЧНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ И ВОДОХРАНИЛИЩА	
12.1.3. Процесс осаждения наносов в отстойнике	353	14.1. Компоновка речных гидроузлов	386
12.1.4. Изменение мутности и фракционного состава наносов	355	14.1.1. Классификация речных гидроузлов	386
12.2. Конструкции отстойников	356	14.1.2. Основные положения при разработке компоновки гидроузлов	386
12.2.1. Многокамерные отстойники с периодической промывкой	356	14.1.3. Условия, влияющие на компоновку гидроузлов	387
12.2.2. Однокамерные отстойники	358	14.1.4. Примеры компоновки сооружений на равнинной реке	388
12.2.3. Отстойники непрерывного действия	358	14.1.5. Пример компоновки гидроузла на реке с обилием песчаных наносов	389
12.2.4. Грунтовые отстойники с механической очисткой	360	14.1.6. Примеры компоновки сооружений на реке с гравелистогалечниковыми наносами	389
12.3. Гидравлический расчет отстойников	361	14.1.7. Примеры компоновки сооружений высоконапорных гидроузлов	390
		14.2. Гидротехнические мероприятия в бьефах гидроузлов	392
		14.2.1. Классификация верхних бьефов	392
		14.2.2. Организация чаши водохранилища	393
		14.2.3. Мероприятия в подпертых бьефах	394

14.2.4 Мероприятия в нижних бьефах гидроузлов	394	15.1.4. Моделирование напряженного состояния и прочности гидротехнических сооружений и их оснований при воздействии статических и динамических нагрузок и температур	409
РАЗДЕЛ 15. ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ	397	15.2. Натурные исследования гидротехнических сооружений	413
15.1. Лабораторные исследования	397	Указатель литературы	423
15.1.1. Задачи и виды лабораторных исследований гидротехнических сооружений и их развитие	397	Предметный указатель	427
15.1.2. Основы теории подобия	397		
15.1.3. Гидравлическое моделирование	403		

Николай Павлович Розанов, Яков Васильевич Бочкарев,
 Вячеслав Степанович Лапшенков, Геннадий Иванович Журавлев ,
 Григорий Моисеевич Каганов, Игорь Семенович Румянцев

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Заведующая редакцией *А. И. Гераськина*
 Редакторы *Г. В. Елизаветская, Л. С. Торобкова*
 Художественный редактор *С. В. Соколов*
 Технические редакторы *Н. Н. Новикова, В. А. Боброва*
 Корректор *А. И. Болдуева*

ИБ № 2729

Сдано в набор 26.10.84. Подписано к печати 18.03.85. Т-08313. Формат 70×108¹/₁₆.
 Бумага тип. 1. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 37,8.
 Усл. кр.-отг. 37,8. Уч.-изд. л. 43,32. Изд. № 034. Тираж 20 000 экз. Заказ № 13.
 Цена 1 р. 80 к.

Ордена Трудового Красного Знамени ВО «Агропромиздат»,
 107807, ГСП, Москва Б-53, ул. Садовая-Спаская, 18.

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР
 по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
 600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7