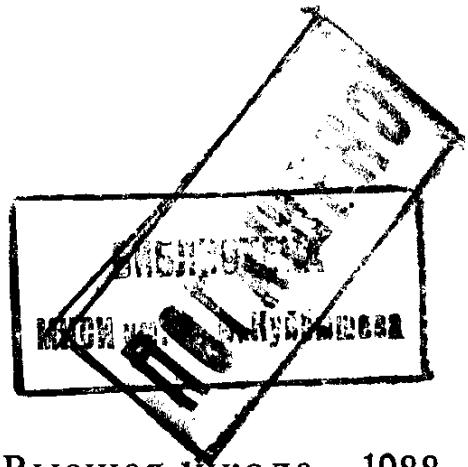
Татура А.С

ГИДРОЛОГИЯ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

**Под редакцией д-ра техн. наук,
проф. Г.Н.Смирнова**

Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника для студентов
высших учебных заведений,
обучающихся по специальности
«Водоснабжение и канализация»



Москва · Высшая школа · 1988

ББК 38.77
Г 46
УДК 626.01

Рецензенты: кафедра гидротехнических сооружений Одесского инженерно-строительного института (зав. кафедрой — д-р техн. наук, проф. Л. В. Мазуренко); д-р техн. наук, проф. Д. Я. Раткович (Институт водных проблем).

Г 46 **Гидрология** и гидротехнические сооружения: Учеб. для вузов по спец. «Водоснабжение и канализация»/Г. Н. Смирнов, Е. В. Курлович, И. А. Витрешко, И. А. Мальгина; Под ред. Г. Н. Смирнова. М.: Высш. шк., 1988. — 472 с.: ил.

В учебнике даны сведения о явлениях и процессах, наблюдающихся в реках, водохранилищах и морях. Кратко описаны средства и методы измерения характеристик рек и водоемов. Подробно изложены гидрологические расчеты и методы регулирования стока. Большое внимание уделено гидротехническим сооружениям общего и специального назначения, применяющимся в системе водоснабжения. Освещаются вопросы комплексного использования водных ресурсов, защиты источников водоснабжения от истощения и загрязнения.

Г $\frac{3302000000(4309000000)-124}{001\ (01)-88}$ 179—88

ББК 38.77
6С7

Учебное издание

Глеб Николаевич Смирнов, Евгений Вячеславович Курлович,
Иван Александрович Витрешко, Инга Александровна Мальгина

ГИДРОЛОГИЯ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Заведующий редакцией Б. А. Ягупов. Редактор Т. Ф. Мельникова. Мл. редактор О. А. Кузнецова, О. С. Смотрина. Художественный редактор В. П. Бабикова. Художник Э. А. Марков. Техн. редактор Э. М. Чижевский. Корректор Г. И. Кострикова

ИБ № 6054

Изд. № СТР-506. Сдано в набор 28.05.87. Подп. в печать 24.12.87. Т-21033
Формат 60×88¹/₁₆. Бум. офс. № 1. Гарнитура литературная. Печать офсетная.
Объем 28,91 усл. печ. л. +0,25 усл. п. л. форзац 29,4 усл. кр.-отт. 32,06 уч.-изд. л. +0,29 уч.-изд. л. форзац. Тираж 10 000 экз. Зак. № 1324. Цена 1 р. 40 к.

Издательство «Высшая школа», 101430, Москва, ГСП-4, Неглинная ул., д. 29/14

Московская типография № 8 Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли, 101898, Москва, Центр, Хохловский пер., 7.

© Издательство «Высшая школа», 1988

ПРЕДИСЛОВИЕ

Последние десятилетия характеризуются интенсивным развитием промышленности и сельского хозяйства, ростом городов и населенных пунктов, что повлекло за собой резкое увеличение потребления воды с ее забором из различных поверхностных природных источников: морей, рек, водохранилищ и озер, а также из подземных источников. Так, на 1 млн. кВт мощности тепловой электростанции необходимо около 1,2 ... 1,6 км^3 воды, в 2,0 ... 2,5 раза больше воды требуется атомной электростанции. Современный город с населением 1 млн. человек потребляет в сутки около 0,5 млн. км^3 воды. Чтобы добыть 1 т нефти, надо затратить 10 м^3 воды, для производства 1 т стали требуется 20 м^3 воды, 1 т бумаги — 200 м^3, 1 т капронового волокна — 5600 м^3 воды. Для орошения 1 га хлопковых полей требуется 5...6 тыс. м^3, 1 га риса — 15 ... 20 тыс. м^3 воды и т. д. Общее водопотребление воды в стране составляет около 300 км^3/год. Основными источниками воды для промышленного и коммунального водоснабжения служат реки, водохранилища, озера и моря; в меньшем объеме используются подземные воды. При этом необходимо располагать сведениями о режиме источников и составе комплексов гидротехнических сооружений, осуществляющих забор, распределение и сброс использованных и очищенных вод обратно в источник. Очевидна неразрывная связь гидротехнического строительства в целях водоснабжения с изучением гидрологического режима водных объектов. Необходимо отметить, что наряду с использованием традиционных источников воды — рек, озер и водохранилищ — со строительством крупных тепловых станций и других промышленных предприятий на берегах морей, с ростом приморских городов со всей остротой встал вопрос о проектировании, строительстве и эксплуатации морских водозаборов, крупных водовыпусков и опреснительных установок.

Учебник «Гидрология и гидротехнические сооружения» написан в соответствии с программой одноименного курса для студентов специальности 1209 «Водоснабжение и канализация» строительных вузов. В основу учебника положены материалы курса лекций, который читается студентам этого факультета в МИСИ им. В. В. Куйбышева. Учебник написан в логической последовательности и начинается с описания физико-географических условий формирования водных объектов; затем дается краткая характеристика гидрологического режима водных объектов. Подробно рассматриваются вопросы гидрологических расчетов и регулирования стока, кратко описываются приборы и способы измерения характеристик водных объектов и вопросы комплексного использования водных ресурсов. Кратко освещаются проблемы, связанные с режимом морей, а так-

же вопросы охраны водных объектов от загрязнения. В учебнике изложены вопросы, связанные с проектированием и строительством гидротехнических сооружений общего и специального назначения, дается описание конструкций и приводятся необходимые расчеты. При самостоятельной работе над учебником рекомендуется пользоваться дополнительной литературой и справочными материалами, указанными в библиографии.

Предисловие, введение и главы 2, 5—7 и 16 написаны Г. Н. Смирновым, гл. 1 — И. А. Мальгиной и Г. Н. Смирновым совместно, гл. 3, 4 и 8 — И. А. Мальгиной, главы 10—13 — Е. В. Курловичем, главы 9, 14 — И. А. Витрешко и Г. Н. Смирновым совместно, гл. 15 — И. А. Витрешко.

Авторы выражают свою признательность зав. кафедрой гидротехнических сооружений Одесского инженерно-строительного института проф., д-ру техн. наук Л. В. Мазуренко и сотрудникам этой кафедры, а также проф., д-ру техн. наук Д. Я. Ратковичу за ценные замечания и рекомендации, сделанные при рецензировании рукописи.

Авторы

ВВЕДЕНИЕ

В связи с развитием промышленности, ростом городов, необходимостью интенсификации сельского хозяйства в последние годы в СССР уделяется большое внимание рациональному и экономному использованию водных ресурсов страны. В то же время отмечаются некоторые упущения в деятельности ряда организаций, связанные с потреблением воды, недостаточный уровень научной проработки отдельных аспектов этой проблемы.

В решениях XXVII съезда КПСС указывается на необходимость более углубленных научных исследований вопросов использования водных ресурсов во всех отраслях народного хозяйства, охраны источников воды от истощения и загрязнения. Съезд принял конкретные решения в области гидротехнического строительства.

Обеспечить необходимую надежность инженерных сооружений, в том числе и гидротехнических сооружений для водоснабжения, можно только при наличии достаточно полных и достоверных сведений об условиях, в которых эти сооружения будут работать. Само название «гидротехнические сооружения» говорит о том, что эти сооружения связаны с использованием воды и подвергаются ее воздействиям. Свойства воды, процессы, протекающие в водных объектах, к которым относятся с точки зрения водоснабжения реки, водохранилища, озера, моря и подземные источники, зависимость характеристик водных объектов от физико-географических факторов являются предметом изучения науки — гидрологии.

Гидрология подразделяется на два больших раздела: гидрология суши, предметом изучения которой являются все водные объекты, расположенные в пределах суши,—реки, водохранилища, озера, болота, ледники, подземные воды, связанные с поверхностными водами, и гидрология моря — океанология, изучающая океаны и моря Земного шара и процессы, протекающие в них. Как в гидрологии, так и в океанологии выделяются разделы науки, рассматривающие отдельные стороны водных объектов — гидрофизика, гидрохимия, гидробиология, бурно развивающаяся в последние годы геология моря.

Важнейшей частью гидрологии является гидрометрия — наука о средствах и методах изучения величин, характеризующих движение и состояние вод и режим водных объектов. Наибольшее развитие получили гидрометрия вод суши и морская гидрометрия. Гидрология в целом тесно связана с метеорологией, поскольку существует взаимовлияние между атмосферой и гидросферой. Все наблюдения над характеристиками водных объектов обязательно сопровождаются метеорологическими наблюдениями.

Движение воды в реках, водохранилищах, озерах, морях и океанах изучается на основании общих законов гидродинамики и гидравлики. В частности, на основе непосредственного использования общих закономерностей гидравлики развивается пограничная область науки — русловая гидравлика.

Вопросы, связанные с проектированием и строительством гидротехнических сооружений, с изменением режима водотока или водоема после возведения сооружений изучаются в разделе «Инженерная гидрология». Сюда следует отнести режим водного объекта непосредственно для нужд проектирования и строительства, а также регулирование стока. Изучение режима водных объектов в указанных условиях ведется методами и средствами инженерной гидрометрии; при этом изучаются влияние сооружений на режим водного объекта в период строительства и эксплуатации, характеристики водного объекта после возведения сооружения, гидравлические характеристики водного объекта в измененных условиях, деформации дна, берегов, режим пропуска паводков и ледоходов и др.

Регулирование стока (искусственное) осуществляется с помощью возведения плотин и создания водохранилищ с целью изменения режима естественного стока для удовлетворения нужд различных отраслей народного хозяйства. Сток регулируется путем накопления воды в водохранилище в период половодья и паводков и расходования воды в период превышения потребления над притоком. Важнейшая задача регулирования стока — определение объема водохранилища. В связи с этим возникает серьезнейшая проблема влияния водохранилищ на окружающую среду. Опыт строительства водохранилищ показывает, что эта проблема еще далека от своего решения. Наблюдается ряд негативных явлений, связанных со строительством водохранилищ, и одно из них, весьма существенное,— ухудшение качества воды.

С развитием промышленности, ростом населенных пунктов, водного транспорта, с увеличением водопотребления остро встала проблема охраны водных источников от истощения и загрязнения. Ведущееся во всем мире изучение этого вопроса говорит о серьезности положения: многие реки и моря и Океан в целом находятся на пределе своих возможностей по самоочищению. Многие реки мира, такие, как Рейн, Миссисипи и др., отдельные районы Океана уже сейчас не справляются с нагрузкой загрязняющими веществами, и, если не принять немедленных и радикальных мер по предохранению гидросферы от загрязнения, это может привести к полному прекращению жизни в морях и реках Земного шара.

При проектировании и строительстве гидротехнических сооружений кроме сведений о режиме водных объектов необходимо располагать данными о природе и свойствах грунтов основания гидротехнических сооружений, которые находятся в водонасыщенном состоянии. При напорных сооружениях грунты находятся под дей-

нием фильтрационного потока, что самым тщательным образом учитывается при проектировании и эксплуатации этих сооружений.

Расчет гидротехнических сооружений производится методами строительной механики, с привлечением теории упругости и пластичности; при проектировании сооружений необходимо располагать данными о свойствах строительных материалов, главным образом металла, бетона и железобетона, об их коррозии под воздействием воды и льда, особенно в морских условиях. Указанные вопросы изучаются в соответствующих областях науки, с которыми гидротехника тесно связана.

Изучение вод суши и океана и атмосферы, их взаимное влияние, накопление данных по изменению их режима и характеристик в пространстве и во времени, изучение и обобщение этих данных, систематизация и публикация в общегосударственном масштабе возложены на Государственный комитет СССР по гидрометеорологии и контролю окружающей среды. Эти задачи реализуются путем создания постоянной гидрологической сети станций и постов, расположенных на реках, водохранилищах, озерах и морях, организацией специальных станций по наблюдению за отдельными процессами, экспедиционных исследований как на суше, так и на море. В последнем случае ведутся кроме экспедиционных исследований круглогодичные наблюдения в определенных точках Мирового океана.

Последние 15—20 лет характеризуются широким международным сотрудничеством в области изучения водных ресурсов и их охраны от истощения и загрязнения. Эта работа проводится под эгидой ЮНЕСКО. В области изучения Океана координирующим центром стала Межправительственная океанографическая комиссия (МОК). Продолжается создание Объединенной глобальной системы океанографических станций (ОГСОС); эти работы координируются МОК и Всемирной метеорологической организаций (ВМО) при ЮНЕСКО. Действуют двусторонние договоры по проведению совместных работ, например СССР и США, реализуется программа совместных работ стран — участниц СЭВ и т. д.

С целью совершенствования методов долгосрочных прогнозов погоды этой же организацией принята Программа исследования глобальных атмосферных процессов (ПИГАП). В этой работе активное участие принимает СССР.

Большое значение в развитии гидрологии и океанологии имеют систематические международные съезды гидрологов и океанологов, где происходит активный обмен информацией, намечаются главные направления дальнейших научных исследований.

Огромная по объему информация о характеристиках и режиме водных объектов концентрируется в территориальных и региональных вычислительных центрах Госкомгидромета СССР, специализированных центрах и Всесоюзном научно-исследовательском институте гидрометеорологической информации — мировом центре

данных. Здесь она анализируется, систематизируется и публикуется.

Систематизированный свод данных учета вод по количественным и качественным показателям, регистрации водопользований, а также данные учета использования вод называются водным кадастром.

Первый водный кадастр был составлен в 1931—1940 гг. и включал четыре серии: кадастр поверхностных вод, кадастр подземных вод, морской кадастр, гидрометеорологический кадастр.

Второй водный кадастр был издан в 1959—1974 гг. в виде Справочников по ресурсам поверхностных вод СССР, состоящих из трех серий: «Гидрологическая изученность», «Основные гидрологические характеристики», «Ресурсы поверхностных вод СССР»; каждая серия состояла из 20 томов. Материалы издавались в виде справочников, где публиковались ежемесячные и ежегодные данные о гидрологических характеристиках рек, озер, водохранилищ, морей и морских устьев рек.

Кроме того, издавались отдельные справочные пособия, например «Материалы по максимальному стоку талых вод СССР» (1967), «Материалы по расчетным характеристикам дождевых осадков» (1969), «Материалы по максимальному стоку рек СССР» (1971) и т. п.

С конца 70-х годов принята новая структура Государственного водного кадастра. Все материалы разделяют на архивные, на долговременных технических носителях и публикуемые данные. В системе ГВК выделяются три раздела: «Поверхностные воды», «Подземные воды» и «Использование вод». Каждый раздел состоит из трех серий: 1-я — каталоги, 2-я — ежегодные и 3-я — многолетние данные.

Каталоги представляют собой разовые издания и дополняются по необходимости. Издаются каталоги: рек, озер и водохранилищ; селевых бассейнов и очагов на территории СССР; морей и морских устьев рек; ледников.

Во 2-й серии публикуются ежегодные данные за предшествующий год в виде отдельных сборников. Например, «Ежегодные данные о режиме и ресурсах поверхностных вод суши. Ч. 1 — Реки и озера. Ч. 2 — Озера и водохранилища»; «Ежегодные данные о качестве поверхностных вод суши»; «Ежегодные данные о режиме и качестве вод морей и морских устьев рек. Ч. 1 — Моря. Ч. 2 — Морские устья рек».

Многолетние данные публикуются один раз в пять лет по аналогичной системе, например «Многолетние данные о режиме и ресурсах поверхностных вод суши» и т. д.

Кроме того, Госкомгидрометом СССР издаются методические указания по различным вопросам, ГОСТы и СНиПы. В частности, в 1984 г. введен в действие СНиП 2.01.14—83 «Определение расчетных гидрологических характеристик», издано Руководство к этому СНиПу.

При проектировании гидротехнических сооружений в части конструкций необходимо руководствоваться указаниями соответствующих глав СНиПа и другими нормативными документами — ГОСТами, Всесоюзными нормами (ВСН) и т. п., а также методическими разработками по различным частным вопросам, выпускаемыми различными ведомствами.

Курс «Гидрология и гидротехнические сооружения», основываясь на общих понятиях, излагаемых в курсе «Гидравлика», является первым из цикла специальных курсов для студентов факультета «Водоснабжение и канализация», в котором даются сведения об источниках воды и сооружениях, обеспечивающих ее забор и подачу различным потребителям.

ГЛАВА 1

ВОДА НА ЗЕМНОМ ШАРЕ

1.1. РАСПРОСТРАНЕНИЕ ВОДЫ НА ЗЕМЛЕ

Прерывистая водная оболочка Земного шара носит название гидросферы *. Она включает в себя воды Мирового океана и воды суши в жидком и твердом состоянии. Верхняя граница гидросферы условно проводится по поверхности раздела с атмосферой (в действительности с тропосферой); нижнюю границу с литосферой проследить невозможно вследствие глубокого проникновения гидросферы в толщу земной коры. Понятие «гидросфера» включает в себя все свободные воды Земли, т. е. воды, не связанные химически и физически с минералами земной коры.

Гидросфера находится в постоянном взаимодействии с другими сферами Земли — атмосферой, литосферой и биосферой. При этом между ними осуществляется активный количественный обмен энергией и веществом. Воды Земли, перешедшие под влиянием тепла в парообразную влагу, связывают гидросферу с атмосферой. Воды почвенного покрова и подземные воды обусловливают связь гидросферы с земной корой. Более сложной представляется взаимосвязь гидросферы с биосферой. Вода составляет бóльшую часть живых организмов, в частности человек состоит на 70% из воды. Но вода является также средой обитания многочисленных организмов. Многие ученые считают, что жизнь зародилась в водной среде, если даже жизнь на Землю была занесена в виде спор из космоса. Важным фактором является участие воды в биологических процессах, прежде всего в процессе фотосинтеза органического вещества. При этом выделяется кислород, без которого немыслима жизнь людей, животных, растений. В присутствии кислорода протекает бóльшая часть окислительных процессов, широко распространенных в природе. И все-таки жизнь без кислорода в ее простейших формах возможна (анаэробная форма), но существование жизни без воды в любых формах исключается.

Гидросфера состоит из различных вод, отличающихся степенью распространения на Земле, качеством, агрегатным состоянием и расположением в собственно гидросфере, атмосфере и литосфере.

Общие запасы воды на Земле составляют $1386 \cdot 10^6$ км^3. Основной объем воды $1338 \cdot 10^6$ км^3, или 96,5%, содержится в Океане. Этот объем с помощью современных технических средств можно определить с большой степенью точности. Достаточно просто вычислить запас воды в ледниках. Что же касается остальных частей гидросферы, то их точная оценка затруднена. Значительный объем

* Прерывистость гидросферы объясняется дискретным расположением озер, рек, ледников и других водных объектов в пределах суши.

$10{,}53 \cdot 10^6$ км^3, или 1% от общего количества, приходится на долю подземных вод. Поверхностные воды суши: рек, озер, болот, снежников и ледников в горах, материковых льдов, включая льды Антарктиды и Гренландии, являются в отличие от океанических в основном пресными водами.

Запасы пресных вод, роль которых в жизни и деятельности человека исключительно велика, оцениваются в $35 \cdot 10^6$ км^3, т. е. около 2,5% общих запасов воды на Земле. Наиболее интенсивно в хозяйственной деятельности человека используются пресные воды рек, на долю которых приходится всего лишь 0,006% общего количества воды на Земле. На втором месте находятся грунтовые воды и на третьем — воды озер, которые содержат 0,26% общих запасов воды.

Единовременный объем воды, содержащийся в реках и равный всего лишь 2120 км^3, не должен вводить в заблуждение своей незначительностью, так как в течение года он многократно возобновляется и общее количество воды, которое реки выносят в Океан за год, превосходит эту величину в 20 раз. При оценке запаса пресных вод необходимо иметь в виду динамические процессы, постоянно происходящие в гидросфере, в результате которых запасы пресных вод постоянно возобновляются. Изучением этих процессов занимается наука гидрология.

Рассматривая вопрос о распространении воды на Земле, необходимо указать, что по одной из наиболее широко признанных теорий происхождение гидросферы связывается с дегазацией мантии. По некоторым оценкам, за счет этого явления ежегодно в земную кору и на поверхность Земли поступает ~ 1 км^3 воды, т. е. объем, который не может существенно изменить общее содержание воды в гидросфере в течение жизни нескольких поколений. Но за время существования Земли, которое, по средним оценкам, составляет 4 ... 5 млрд. лет, объем воды, поступившей за счет дегазации мантии, в 3 ... 3,5 раза больше объема Океана.

Общий единовременный объем воды в мантии составляет, по оценкам некоторых ученых, около 13 ... 15 млрд. км^3.

1.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ВОДНЫХ ОБЪЕКТОВ

Мировой океан — это непрерывное водное пространство, занимающее $\sim 71\%$ поверхности Земли (310 млн. км^2). По физико-географическим условиям Мировой океан подразделяется на отдельные океаны — крупнейшие части Мирового океана, ограниченные с разных сторон не связанными между собой материками. С 30-х годов XX столетия принято выделять четыре океана: Тихий, Атлантический, Индийский и Северный Ледовитый. В СССР это деление официально утверждено постановлением ЦИК СССР от 27 июня 1935 г.

В свою очередь, в каждом из океанов выделяют моря — более или менее обособленные и достаточно обширные районы океана,

обладающие собственным гидрологическим режимом, создающимся под влиянием местных условий и затрудненного водообмена с прилегающими районами океана (табл. 1.1).

Таблица 1.1. **Размеры океанов и морей ***

Наименование океанов и морей	Площадь, тыс. м²	Объем, тыс. км³	Глубины, м	
			средние	максимальные
Тихий океан **:	178 700 / 165 246	707 555	4282	11 034
Берингово море	2 304	3 683	1598	4 773
Охотское »	1 590	1 365	859	3 657
Японское »	978	1 713	1752	4 036
Атлантический океан:	91 700 / 66 180	323 613	3925	9 219
Балтийское море	419	21,5	51	419
Черное »	422	555	1315	2 210
Азовское »	39,1	0,290	7,4	13
Индийский океан	74 900 / 73 443	291 030	3963	7 450
Северный Ледовитый океан:	13 100 / 5 035	10 970	2179	5 220
Баренцево море	1 424	316	222	600
Белое »	90	6	67	350
Карское »	883	98	111	600
Море Лаптевых	662	353	533	3 385
Восточно-Сибирское море	913	49	54	915
Чукотское море	595	42	71	1 256

* Приводятся данные по морям Советского Союза.
** В числителе приводятся площади океанов с морями, в знаменателе — без морей.

Моря по степени их обособленности от океана и физико-географическим условиям делятся на три основные группы: 1) внутренние, которые в свою очередь подразделяют на средиземные и полузамкнутые; 2) окраинные; 3) межостровные.

Средиземные моря окружены со всех сторон сушей и сообщаются с океаном или морем одним или несколькими проливами.

Полузамкнутые моря частично ограничены материками и отделены от океана полуостровами или цепью островов, пороги в проливах между которыми затрудняют водообмен, но он все же осуществляется значительно свободнее, чем в предыдущем случае. К полузамкнутым морям, например, относятся моря Берингово, Охотское и Японское, которые отделены от Тихого океана соответственно Алеутскими, Курильскими и Японскими островами. Водообмен

между морями этого типа и океаном практически свободен; на формирование системы течений и распределение солености и температуры в равной мере влияют и материк, и океан.

К окраинным морям относятся арктические моря, за исключением Белого моря.

Межостровные моря — это части океана, окруженные кольцом островов, пороги в проливах между которыми препятствуют в какой-то степени свободному водообмену.

Более мелкими подразделениями океана являются заливы, бухты и проливы. Различие между заливом и бухтой достаточно условно.

Заливом часто называют часть моря, вдающуюся в сушу и достаточно открытую для воздействия прилегающих вод. Наиболее крупные заливы — Бискайский, Гвинейский, Бенгальский, Аляска, Финский, Анадырский и др.

Бухтой называют небольшой залив с устьем уже самого залива, ограниченный островами или полуостровами, несколько затрудняющими водообмен между бухтой и прилегающим водоемом. В пределах Советского Союза крупные бухты — Севастопольская, Золотой Рог, Цемесская и др.

На севере Советского Союза глубоко вдающиеся в сушу заливы, в которые обычно впадают реки, называют губами; на дне губы имеются следы речных отложений, вода сильно распреснена. Крупнейшие губы — Обская, Двинская, Онежская, Пенжинская и др.

Извилистые, узкие, глубоко вдающиеся в материк заливы, образовавшиеся в связи с ледниковой эрозией, называют фиордами, которые распространены на берегах Исландии, Новой Зеландии, Норвегии, Новой Земли. Крупнейшим фиордом является Кольский залив.

Лиманом называют затопленную морем устьевую часть речной долины или балки в результате незначительного опускания суши. Лиманы развиты на побережье северных морей, на острове Сахалине, в северо-западной части Черного моря, в Азовском море.

Лагуной называют: а) неглубокий водоем, отделенный от моря в результате отложения наносов в виде берегового бара и соединенный с морем узким проливом; б) участок моря между материком и коралловым рифом или внутри атолла.

Проливом называют относительно узкую часть Мирового океана, соединяющую два водоема с достаточно самостоятельными природными условиями.

Озера — это естественные водоемы с замкнутым водообменом, образовавшиеся в результате заполнения водой впадин на поверхности суши. Такую впадину или углубление называют озерной котловиной. Озера могут быть сточными и бессточными. Часть вод из сточного озера сбрасывается главным образом в виде речного стока; частным случаем этого типа являются проточные озера — поступление вод равно их стоку. В бессточных озерах сток отсутст-

вует. Общая площадь озер на Земном шаре достигает ~2,7млн. км^2 (~18% суши). Площадь отдельных озер колеблется от нескольких гектаров до нескольких сотен тысяч квадратных километров (Каспийское море), а глубина — от нескольких метров до более чем 1,5 тыс. м (оз. Байкал). Озера распространены на всех материках и расположены на всех высотах относительно уровня мора (оз. Хорпатсо в Тибете расположено на отметке ~5400 м; Мертвое море в Палестине — ниже уровня моря на 312 м). Озера могут быть заполнены водой из рек и подземных источников, в результате выпадения атмосферных осадков, таяния ледников или морской водой. По качеству воды озера могут быть пресные и соленые.

Основным признаком, положенным в основу классификации озер, или, точнее, озерных котловин, служит их происхождение. Озерные котловины могут быть образованы под воздействием эндогенных или экзогенных факторов (табл. 1.2).

Эндогенным процессам обязаны своим происхождением котловины тектонического и вулканического типов; остальные типы котловин образовались в результате экзогенных процессов. В особый тип выделяются метеоритные котловины.

После заполнения котловины водой и возникает (зарождается) озеро. После этого происходит непрерывное взаимодействие между озерной котловиной, водными массами, заселяющими их организмами и окружающей территорией. При достаточных размерах озера наиболее активно проявляются процессы динамического воздействия вод на берега и дно котловины (волнения, течения). Под воздействием главным образом волнения происходит разрушение берега озера (см. ниже), продукты разрушения перемещаются вдоль и поперек берегов, наиболее мелкие частицы выносятся в наиболее глубокие места озера, где оседают на дно — происходит изменение очертания озерной котловины. В этом же направлении действует твердый сток рек.

В свою очередь, характер береговой линии, профиль берега влияют на формирование систем волнения и течений. Одновременно с заполнением котловины начинается заселение озера и его берегов животными и растительными организмами, в результате отмирания которых на дне озера накапливаются продукты разложения органических веществ — формируются илы, в воде появляются растворенные органические вещества. Происходит нормальный процесс развития озера. В зависимости от размеров озера, интенсивности его заиления и зарастания наступает стадия «умирания» озера — оно мелеет, уменьшается по площади, зарастает и в конце концов либо превращается в болото, либо вообще исчезает. Чем меньше размеры озера (площадь поверхности воды и глубина) и чем интенсивнее процессы заиления и зарастания, тем быстрее происходит этот процесс.

Исключительно важное место среди водных объектов суши занимают реки, так как они являются основным источником пресных вод, используемых людьми для практических нужд.

Таблица 1.2. **Основные генетические типы озерных котловин**

Тип озерных котловин	Форма рельефа	Примеры	Примечание
Тектонические	Прогибы земной коры на равнинах и в горах, предгорные впадины; рифтовые * впадины	Ладожское, Онежское, Верхнее (США), Иссык-Куль, Балхаш, Байкал, Танганьика (Заир — Танзания)	Озера этого типа обычно большие по площади и глубине
Вулканические	Кратеры и кальдеры **; углубления лавовых покровов; маары ***	Кронецкое (Камчатка), Аверинское (Италия), Комариное (Исландия), Лахерское (ФРГ)	—
Метеоритные	Углубления от падения метеоритов	Каали (Эстония)	
Ледниковые	Долины выпахивания кары; цирки; троги ****; моренный холмистый рельеф	Озера Карелии, Финляндии	Распространены в горных странах. Характерны для областей древнего оледенения
Водно-эрозионные и водно-аккумулятивные:	Речные долины; дельты рек; морские побережья	—	Расширения русл рек
озера-старицы плесовые; конечно-сточные озера в ложбинах стока ледниковых вод		Оз. Лобнор (КНР), оз. Лаче, Воже (Архангельская обл., СССР)	
дельтовые		Озера Кубанских плавней, «ильмени» в Волжской дельте	
лиманные и лагунные			Отрезанные от моря перешейком суши
фьордовые			
Провальные карстовые, суффозионные, термокарстовые	Впадины, образовавшиеся при выщелачивании и выносе частиц грунтов водами и протаивании многолетних мерзлых грунтов		В результате указанных явлений на поверхности суши образуются понижения, которые заполняются водой
Эоловые	Котловины выдувания, понижения между дюнами и барханами		Обычно небольших размеров

Продолжение табл. 1.2

Тип озерных котловин	Форма рельефа	Примеры	Примечание
Подпрудные	Речные долины, перегороженные горными обвалами, оползнями, моренами ледников, лавовыми потоками	Оз. Севан (Армянская ССР)	Возникло в тектонической впадине, подпруженной лавовым потоком
Органогеинные	Заболоченные области		Озера, располагаемые в пределах болота

* Рифт (англ. *rift* — ущелье, трещина, разлом) — крупная линейная тектоническая структура земной коры протяженностью в сотни тысяч километров, шириной в десятки, иногда первые сотни километров, образованные при горизонтальном растяжении земной коры, обычно происходящем на фоне обширного поднятия.

** Кальдера (португ. caldera — котел, котловина) — огромная вулканическая впадина округлого очертания, достигающая в поперечнике 25 . . . 30 км, образовавшаяся на месте исчезнувшего центрального вулкана или верхней части конуса.

*** Маар (нем. maar) — потухший центральный вулкан взрывного типа, имеющий вид широкой воронки в поперечнике от 200 до 3200 м, глубиной 150 . . . 400 м.

**** Кар (шотл. corrie) — чашеобразное углубление, врезанное в верхнюю часть гор, расположенное выше ледникового цирка; озера формируются в реликтовых карах. Ледниковый цирк — котловина в виде амфитеатра, замыкающая на верхнем конце ледниковую долину. Трог (нем. trog — корыто) — ледниковая (эрозионная) долина, разработанная ледником с крутыми бортами и вогнутым дном.

Рекой называют водный поток сравнительно больших размеров, как правило, питающийся атмосферными осадками и подземными водами и текущий в разработанном им русле, т. е. наиболее пониженной части речной долины. Число речных водотоков на Земном шаре исчисляется десятками миллионов. Длина их колеблется в широких пределах — от нескольких километров до нескольких тысяч километров (р. Амазонка — 6280 км, р. Волга — 3350 км).

СССР занимает первое место в мире по количеству рек и их суммарной длине: число рек, каналов и временных водотоков (длиной более 10 км) достигает 3 млн. с общей протяженностью 9 647 870 км [3]. Естественно, что полное изучение всех рек в отдельности неосуществимо. Современная гидрология идет по пути выявления закономерностей, присущих рекам определенных физико-географических районов, и районирования территории по важнейшим гидрологическим признакам.

Реки являются продуктом климата и других физико-географических факторов (рельеф, геологическое строение, почвенный и растительный покров и др.). В соответствии с этим реки можно классифицировать по размерам самой реки и площади водосбора, т. е. площади, с которой атмосферные осадки стекают в данную реку. При этом выделяют большие, средние и малые реки. Большая река протекает через несколько географических зон. Сюда условно относятся равнинные реки с площадью водосбора больше 50 тыс. км^2.

средняя река протекает в пределах одной географической зоны; это равнинные реки с площадью водосбора в пределах от 2 до 50 тыс. км². И наконец, малые реки, которые в течение года не пересыхают или пересыхают на короткое время, протекают в равнинной местности и имеют площадь водосбора 1 ... 2 тыс. км².

В зависимости от условий формирования своего режима реки могут быть: равнинные, горные, озерные (протекающие через озера или берущие начало в озере), болотные (протекающие через болота или имеющие в составе площади водосбора большой процент болот), карстовые (получающие свое питание за счет подземных вод, наполняющие пустоты карста).

В зависимости от того, в какой степени соответствует режим реки режиму других рек данной географической зоны, различают: реки с зональным режимом, т. е. режим ее соответствует режиму других рек этой зоны; реки с азональным режимом, т. е. ее режим в силу местных условий и особенностей площади ее водосбора отличается от режима других рек этой географической зоны; реки с полизональным режимом — это, как правило, крупные реки, протекающие через несколько географических зон, режим которых формируется под влиянием факторов, свойственных различным географическим зонам.

Кроме указанных существуют и другие классификации рек, предложенные различными авторами.

Наиболее ранней является классификация А. И. Воейкова, разработанная им в 1884 г. В своей основе она опиралась на тесную зависимость режима рек от климатических условий. В соответствии с климатическими особенностями различных районов А. И. Воейков выделял девять типов рек, определяемых условиями питания рек и характером половодья. Классификация, основанная на анализе источников питания и внутригодового распределения стока, была предложена М. И. Львовичем (1945).

Важнейшей характеристикой реки является ее сток — количество воды, стекающей с площади водосбора за определенный отрезок времени (см. гл. 4). Режим стока или водный режим в течение года был положен в основу классификации рек Б. Д. Зайковым (1946), которая получила наиболее широкое распространение. В соответствии с этой классификацией реки делят на три группы: с весенним половодьем, с половодьем в теплое время года и паводочным режимом. Реки первой группы наиболее распространены в СССР (рис. 1.1).

В соответствии с характером половодья и распределением стока в остальную часть года в группах выделяются подгруппы (табл. 1.3).

Понимание основ рассматриваемой классификации требует определения понятий, называемых фазами водного режима: половодье, паводок, межень.

Половодьем называют ежегодно повторяющийся в одно и то же

БИБЛИОТЕКА
МГУ им. В. В. Куйбышева

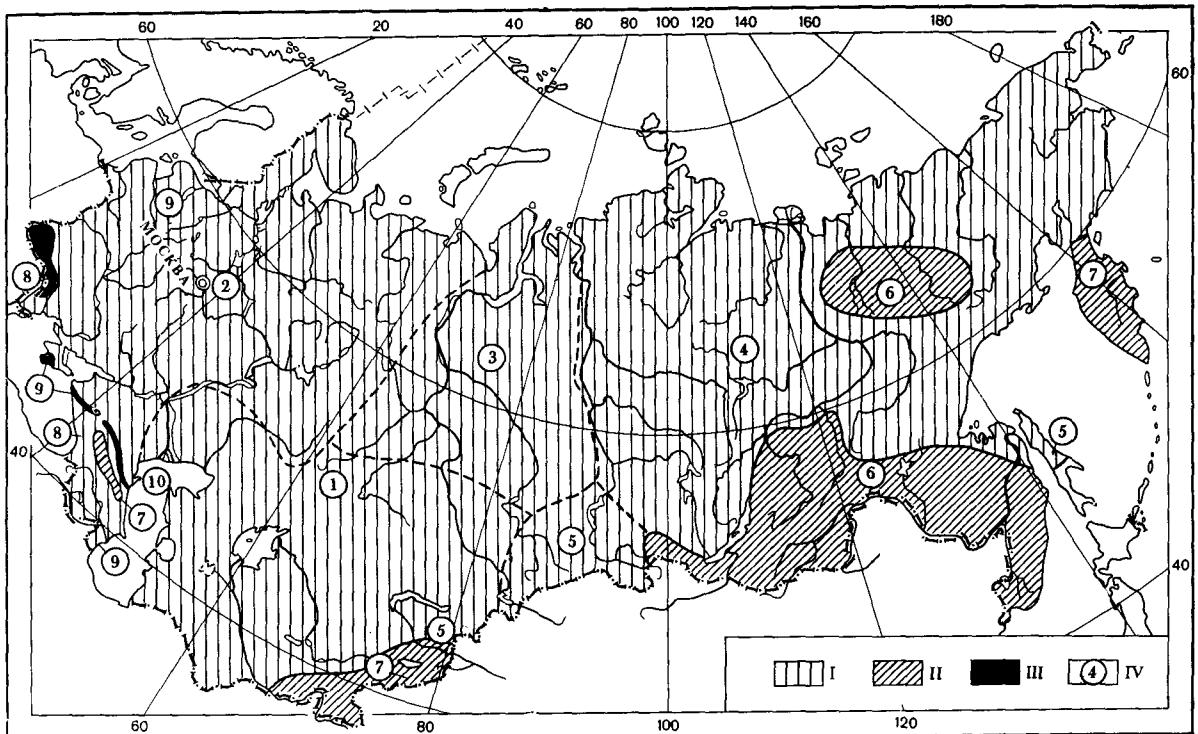
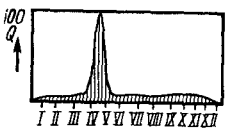
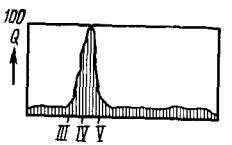
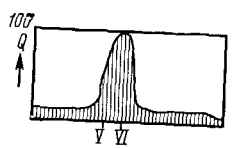
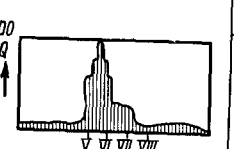
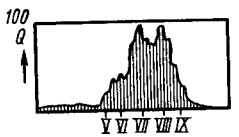
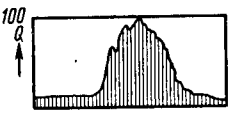
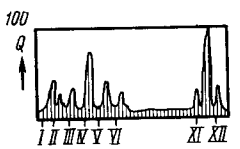
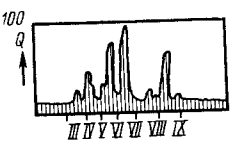


Рис. 1.1. Типы водного режима рек СССР (по Б. Д. Зайкову):

I — реки с весенним половодьем; *II* — реки с половодьем в теплую часть года; *III* — реки с паводочным режимом; — *1 ... 10* — номера типов рек

Таблица 1.3. **Классификация рек СССР по внутригодовому распределению стока**

Основные типы рек	Распределение стока внутри года	Пример реки	Характерные особенности водного режима
		Реки с весенним половодьем	
Казахстанский		Кура	Очень высокий уровень непродолжительного половодья, в остальную часть года сток минимальный, сток формируется исключительно за счет таяния зимних осадков
Восточно-европейский		Волга, Вятка, Дон	Высокое весеннее половодье, летняя межень с эпизодическими ливнями, низкая зимняя межень, повышенный осенний сток
Западно-сибирский		Кеть, Васюган, Конда, Пур	Небольшое растянутое половодье, повышенный летне-осенний сток, низкая зимняя межень
Восточно-сибирский		Н. Тунгуска, Алдан, Колыма	Высокое половодье, систематические летне-осенние паводки, вызванные обильными дождями, очень низкий зимний сток
Алтайский		Арагви, Томь	Небольшое, растянутое, гребенчатовидное половодье, вызываемое таянием снега в горах с одновременными дождевыми паводками, повышенный летне-осенний и низкий зимний сток

Основные типы рек	Распределение стока внутри года	Пример реки	Характерные особенности водного режима
Реки с половодьем в теплую часть года			
Дальневосточный		Витим, Зея	Растянутое гребенчатовидное половодье в летне-осенний период и низкий сток в зимнее полугодие вследствие незначительного количества зимних осадков
Тянь-Шанский		Камчатка, Вахш, Терек	Летне-осеннее половодье формируется талыми ледниковыми водами, в отличие от предыдущего типа зимний сток более высокий
Реки с паводочным режимом			
Причерноморский		Сочинка	Паводочный режим в течение всего года, обусловленный основным источником питания — дождями, иногда дополненный талыми снеговыми водами, стекающими с гор
Крымский		Салгир, Сюдаш-Арю (Каспийское море)	Отличается от предыдущего типа пониженным стоком в летний период
Северо-Кавказский		Камбалеевка	Паводочный гребенчатовидный режим в теплое время года и устойчивая межень в холодное

время период, характеризующийся продолжительным и высоким подъемом уровня или наибольшей водностью (расходами Q_i). На равнинных реках половодье вызывается весенним снеготаянием, на горных — летним таянием ледников, что вызывает соответственно весеннее и летнее половодье.

Паводок в отличие от половодья возникает нерегулярно и характеризуется быстрым, сравнительно непродолжительным подъемом уровня в каком-либо фиксированном створе реки и почти столь же быстрым спадом. Причиной паводка обычно бывают обильные дожди или интенсивное кратковременное снеготаяние в период зимних оттепелей. Подъем уровня и увеличение расхода воды при паводке иногда могут превышать уровень и наибольший расход в половодье.

Меженью называют периоды, характеризующиеся низкой водностью вследствие снижения поступления воды с водосборной площади. Межень обычно приурочена к одним и тем же срокам внутри годового цикла. В зависимости от времени наступления различают летнюю и зимнюю межень.

С классификацией рек неразрывно связано гидрологическое районирование территории, которое проводится по комплексу гидрологических признаков или по одному наиболее существенному. Районирование СССР было выполнено Б. Д. Зайковым на основе изложенной выше классификации рек по типам водного режима.

Водохранилищем называют искусственный водоем, создаваемый в целях накопления (хранения) водных запасов и регулирования речного стока. Водные запасы, накопленные в периоды, когда естественный приток превышает потребление, расходуются, когда приток воды не покрывает потребление. Водохранилища используют также для предотвращения наводнений, вызываемых резким повышением речного стока в период весенних половодий или дождевых паводков.

Общая полная емкость эксплуатируемых (более 30 000) водохранилищ мира составляет примерно 6 тыс. км^3, что в 2,8 раза превышает объем воды, содержащийся одновременно в речных руслах (2,12 тыс. км^3), а суммарный полезный объем, равный 3 тыс. км^3, позволяет увеличить устойчивый речной сток со всей суши, равный 12 тыс. км^3, на 25%. Площадь зеркала всех водохранилищ составляет 400 тыс. км^2, а с учетом площади озер, находящихся в подпоре (Виктория, Байкал, Онтарио, Онежское, Бенерн, Зайши и др.),— 600 тыс. км^2.

По общему количеству и числу крупных водохранилищ первое место в мире занимает США, где число искусственных водоемов (по количеству плотин) достигает 5500, из которых свыше 700 водохранилищ имеют полный объем более 100 млн. м^3, а остальную часть составляют малые водохранилища. Япония, Великобритания, Италия, Франция, Швейцария имеют очень большое количество малых водохранилищ и почти не имеют искусственных

водоемов емкостью более 1 км³. Значительно прогрессируют в создании водохранилищ развивающиеся страны. Если 20 лет тому назад Африка практически не имела крупных водохранилищ, то сейчас четыре из пяти крупнейших водохранилищ мира построены на этом материке.

В СССР насчитывается свыше 4000 водохранилищ объемом более 1 млн. м³ каждое. Суммарный полный объем их составляет 1012 км³, или 15% по отношению к водохранилищам Земного шара. Полезный объем водохранилищ нашей страны равен 587 км³, что составляет 17% суммарного полезного объема водохранилищ всей Земли. Свыше 90% полного и полезного объема водохранилищ Советского Союза сосредоточено в водохранилищах объемом более 100 млн. м³.

Водохранилища отличаются друг от друга параметрами (площадью зеркала, объемом, длиной, шириной, глубиной), конфигурацией, характером регулирования, термическим режимом, режимом сработки, народнохозяйственным значением, характером и степенью воздействия на природу и хозяйственную деятельность в прилегающих районах, технико-экономическими показателями и т. п.

Водохранилища можно классифицировать по вышеназванным признакам, а также по типам: равнинные, водохранилища предгорных и плоскогорных областей, горные, озерные и наливные [3].

Наибольшее распространение получили водохранилища в речных долинах, образованные путем перекрытия русла водоподпорным сооружением (плотинами, шлюзами и т. п.). В результате заполнения речной долины выше подпорного сооружения повышаются уровни воды и аккумулируются значительные объемы воды для дальнейшего ее использования в хозяйственных целях.

Из существующих водохранилищ наибольшими по площади водного зеркала являются озера-водохранилища: Байкальское (Иркутское) на р. Ангаре и Онежское (Верхнесвирское) на р. Свири.

Длина водохранилищ, измеряемая от створа плотины до пункта, где подпорная отметка совпадает с меженным уровнем в бытовых условиях, изменяется в пределах от нескольких сотен километров для крупных водохранилищ (Братское, Куйбышевское, Волгоградское водохранилища имеют длину более 450 км, Горьковское, Красноярское, Камское — до 100 км) до нескольких километров для малых водохранилищ. Значительна разница в наибольшей ширине водохранилищ: у Рыбинского она достигает 60 км, у Куйбышевского и Цимлянского — 35 ... 40 км. В узких местах крупные водохранилища имеют ширину 0,2 ... 5 км.

В широких пределах изменяются и глубины водохранилищ. Средняя глубина существующих и создаваемых водохранилищ колеблется от 2 до 90 м. Самыми глубокими являются водохранилища, образуемые в горных и предгорных районах (Нурекское, Ингурское, Токтогульское, Чарвакское, Красноярское и Братское). В самых мелких водохранилищах наибольшая глубина составляет 10 ... 15 м и в очень редких случаях — менее 10 м.

1.3. КРУГОВОРОТ ВОДЫ В ПРИРОДЕ

Между водными объектами гидросферы — океанами, морями, реками, озерами, болотными и подземными водами земной коры — осуществляется непрерывный водообмен, благодаря которому утрачивается дискретный характер гидросферы. Круговорот воды связывает воедино все воды Земли (см. форзац 1). Механизм круговорота действует повсеместно и непрерывно. Энергетической основой его являются тепловая энергия Солнца и гравитационная энергия. Влияние тепла обусловливает испарение, конденсацию водяных паров и другие процессы, под действием силы тяжести происходит выпадение дождей, течение рек, движение почвенных и подземных вод.

Под действием солнечной радиации с поверхности Мирового океана испаряется 505 тыс. км^3 воды в год, а с суши — 72 тыс. км^3 воды; всего с поверхности Земного шара в среднем испаряется 577 тыс. км^3 воды за год.

Вода, испарившаяся с поверхности океанов, большей частью конденсируется и возвращается в виде атмосферных осадков непосредственно в океан, совершая так называемый малый или океанический круговорот. Меньшая ее доля переносится воздушными течениями на сушу, принимая участие в большом или мировом круговороте. Большой круговорот представляет собой процесс перемещения, расходования и возобновления влаги на земной поверхности, в недрах Земли и атмосфере.

Атмосферные осадки, выпавшие на сушу, частично просачиваются в почву, образуя грунтовые воды, частично стекают по земной поверхности, образуя ручьи, реки, озера, болота, а остальная часть снова испаряется. Из этого общего круговорота может быть выделен местный или внутриматериковый круговорот. Влага, поступившая в атмосферу в результате испарения с поверхности суши и водоемов, дополняет то количество ее, которое поступает с океана. Воздушными течениями она переносится в глубь материка и, выпадая в виде дождя и снега, орошает территории, более или менее отдаленные от океана. Выпавшие осадки вновь испаряются, просачиваются в почву, стекают по земной поверхности. Таким образом, в процессе внутриматерикового круговорота влага, принесенная с океанов и морей, делает несколько оборотов в пределах материка, прежде чем попасть в реки и стечь в Мировой океан, т. е. завершить большой круговорот воды в природе.

Часть вод объемом порядка 7,7 тыс. км^3, стекающих по земной поверхности, не попадает в океаны и моря. Замкнутые пространства, не имеющие связи с океаном, сток с которых не достигает океана, называют бессточными (по отношению к океану) или областями внутреннего стока. Воды этих областей расходуются на испарение либо по пути стока, либо с поверхности конечных замкнутых водоемов, куда они стекают.

Такая краткая характеристика является весьма схематизированной ввиду значительной сложности реального явления круговорота воды в природе, так как не раскрывает многие явления и процессы, связанные с круговоротом воды.

В истории и современном состоянии развития представлений о круговороте воды значительное место занимают работы советского гидролога М. И. Львовича, который выделяет в круговороте воды следующие основные звенья: атмосферное, океаническое и материковое, включающее литогенное*, почвенное, речное, озерное, ледниковое, биологическое и хозяйственное. Каждому звену присуща своя особая роль. Ни одно из них не существует обособленно, все они находятся в постоянном взаимодействии. Замкнутая система круговорота воды может быть отнесена лишь к Земному шару в целом, если не учитывать процессы диссоциации молекул воды в атмосфере и удаления атомов водорода в космос.

Для характеристики продолжительности смены всего объема воды составляющих звеньев в процессе круговорота М. И. Львовичем введено понятие «активности водообмена».

В атмосферном звене совершается перенос влаги в процессе атмосферной циркуляции воздуха и образование атмосферных осадков. Испарившаяся с поверхности океана вода объемом 47 тыс. км^3 переносится на сушу и участвует в формировании водных ресурсов материков. Этот объем соответствует стоку речных и подземных вод суши в океан, причем на долю речного стока приходится около 45 тыс. км^3, на долю стока подземных вод, не дренируемых реками,— около 2 тыс. км^3.

Единовременный запас влаги в атмосфере равен 14 тыс. км^3. Объем осадков, выпадающих на поверхность Земли за год (365 дней), в целом составляет 577 млн. км^3, т. е. превышает запас влаги в атмосфере в 41 раз. Таким образом, влага атмосферы возобновляется примерно каждые 9 сут.

Океаническое звено характеризуется непрерывным восстановлением запасов влаги в атмосфере путем испарения. За счет испарения с поверхности океана в атмосферу поступает более 86% общего количества испарившейся влаги и менее 14% за счет испарения с суши. Разделив объем вод океана (1338,5 млн. м^3) на величину ежегодного испарения с поверхности Мирового океана (505 тыс. км^3), получим продолжительность смены воды океана в процессе круговорота примерно через 2700 лет.

Значительным разнообразием по активности участия его вод в процессе круговорота отличается материковое звено.

Литогенное звено круговорота выражается в участии подземных вод, которое весьма различно по степени подвижности воды. Глубинные подземные воды, главным образом рассолы (глубина более 2000 м), практически стабильны. По данным Г. П. Калинина, период их возобновления достигает нескольких миллионов лет. Пери-

* *Литогенез* — совокупность процессов образования осадочных пород.

од возобновления свободных подземных вод земной коры до уровня 2000 м составляет 1400 лет.

Подземные воды, залегающие вблизи земной поверхности до уровня дренирования речной сетью, являются источником питания рек. Продолжительность их обмена колеблется от месяца до нескольких лет.

Литогенное звено включает и почвенное, в котором осуществляется обмен влагой как с атмосферой, реками и озерами, так и с нижележащими грунтовыми водами. Возобновление и расходование запасов почвенных вод происходит примерно в течение года.

Речное звено круговорота имеет особенное значение. По речным руслам возвращается в океан бóльшая часть воды, которая поступила на сушу в процессе круговорота. Единовременные объемы воды, содержащейся в руслах рек, возобновляются, по данным разных авторов, за 12...25 сут. В реках с проточными озерами интенсивность водообмена замедляется до трех лет.

Время возобновления запасов воды в озерах колеблется от года для малых озер в засушливых областях до нескольких лет для больших озер со слабой проточностью. Незначительна и степень подвижности воды в болотах, расходующих запасы влаги в основном на испарение с водной поверхности, транспирацию (испарение) болотной растительностью и небольшими объемами на фильтрацию в русла рек.

Большие массы воды законсервированы в ледниках. В результате медленного движения льда период возобновления запасов воды в ледниках, по данным разных авторов [3], колеблется от 1600 до 15 000 лет.

Самой активной формой водообмена обладают воды, входящие в состав живых организмов, которые возобновляются в течение нескольких часов. Биологическая вода расходуется на траспирацию и фотосинтез. По М. И. Львовичу, на транспирацию приходится 40% суммарного испарения со всей суши и 7% испарения с поверхности Земли.

Хозяйственное звено круговорота, заключающееся в использовании водных ресурсов Земли, их преобразование занимают особое место (см. гл. 7).

1.4. ВОДНЫЙ БАЛАНС

Соотношение за какой-либо промежуток времени (год, месяц, декаду и т. д.) прихода, расхода и аккумуляции (изменение запаса) воды в целом для всей поверхности Земли или для ее крупных регионов называют водным балансом. Понятие «водный баланс» используется для количественной оценки процесса круговорота воды в природе и вместе с тем служит основой для получения представления о водных ресурсах Земли.

В водном балансе Земли основными элементами являются атмосферные осадки, испарения и сток (табл. 1.4). Предположим, что

Таблица 1.4. **Водный баланс Земного шара**

Область	Площадь, млн. км²	Элементы баланса	Средний годовой объем, тыс. км³	Средний годовой слой, мм *
Мировой океан	361	Испарение	505	1400
		Осадки	458	1270
		Сток	47	130
Периферийные части суши	119	Осадки	110	924
		Испарение	63	529
		Сток	47	395
Замкнутые части суши	30	Осадки	9	300
		Испарение	9	300
Весь Земной шар	510	»	577	1130
		Осадки	577	1130

* В метеорологии количество жидких осадков, выпавших за какой-либо промежуток времени, выражается в виде слоя (мм), равномерно распределенного по площади. Осадки в твердом виде по высоте их слоя пересчитываются на жидкие осадки. Аналогично, объем испарившейся воды выражается высотой слоя (мм). Высоту слоя стока (мм) получают делением объема стока на площадь водосбора.

общее количество воды в гидросфере Земли и средние годовые объемы воды, участвующие в круговороте, постоянны на протяжении данной геологической эпохи, хотя в истории Земли они изменялись в связи с геотермическими процессами, изменением климата и площадей, занимаемых океанами и материками. Предположим также, что в многолетнем разрезе существует равновесие между приходными и расходными статьями баланса.

Математическое выражение, описывающее водный баланс, называется уравнением водного баланса. Уравнения водного баланса Земного шара и его отдельных частей были составлены нашим соотечественником Э. Я. Брикнером в 1905 г.

Уравнение водного баланса для поверхности Мирового океана (малый круговорот)

$$Z_o = X_o + Y_l; \tag{1.1}$$

для периферийных областей суши, имеющих сток в океан (большой круговорот),

$$Z_o + Y_l = X_l; \tag{1.2}$$

для областей внутреннего стока

$$Z_{l,i} = X_{l,i}; \tag{1.3}$$

для Земного шара в целом

$$Z_o + Z_l + Z_{l,i} = X_o + X_l + X_{l,l} \text{ или } Z_g = X_g, \tag{1.4}$$

где X — годовая сумма осадков, Z — испарение и Y — сток речных вод за год; индексы при буквенных выражениях обозначают: o —

океан, l — периферийную часть суши, l, i — области внутреннего стока, g — Земля в целом.

Таким образом, общее испарение воды с поверхности Мирового океана и суши равно сумме осадков, выпадающих на поверхность океана и суши.

Уравнение водного баланса является практической формой использования метода водного баланса. Принцип водного баланса основывается на следующем положении: для любого конечного объема пространства, ограниченного некоторой произвольной замкнутой поверхностью, уменьшение или увеличение количества воды внутри выделенного объема за интервал времени T должно быть равно разности между количеством воды, вошедшей внутрь объема, и количеством воды, вышедшей наружу за тот же интервал времени. Последний может быть принят любым в зависимости от конкретных условий решаемой задачи.

Использование закона сохранения материи в форме уравнения водного баланса позволяет исследовать закономерности водно-балансовых соотношений для отдельно взятых участков территории, речных бассейнов, морей, озер, водохранилищ, болот или иных водных объектов.

Составим уравнение водного баланса для произвольного участка территории. Ограничим некоторую часть земной поверхности замкнутым контуром, который пересекает входящие и выходящие водотоки. Через линию контура мысленно проведем цилиндрическую поверхность, которая является боковой поверхностью рассматриваемого объема. Ограничим цилиндрическую поверхность сверху плоскостью на уровне Земли, а снизу — горизонтом, ниже которого грунтовые воды не просачиваются. Проникновение воды через этот выделенный слой из атмосферы незначительно, поэтому его не учитывают, тогда как водоносные горизонты, дренируемые рекой, попадают в указанный объем. Условимся все элементы баланса выражать в миллиметрах слоя воды, отнесенного ко всей оконтуренной площади.

Приходными составляющими уравнения водного баланса для рассматриваемого объема за произвольный интервал времени T являются: атмосферные осадки x, выпавшие на поверхность выделенного объема; конденсация влаги в почве и на ее поверхности z_1; поверхностный приток вод y_1; подземный приток вод ω_1.

Расходную часть составляют: испарение с поверхности воды, снега, почвы и транспирация растительностью z_2; поверхностный сток y_2; подземный сток ω_2.

Для учета изменения запасов воды в бассейне, происходящих на счет накопления и расходования грунтовых и почвенных вод, возрастания или убывания объемов воды в открытых водоемах (реках, озерах, болотах), уменьшения или увеличения снежного покрова, а также запасов воды в ледниках, в расходную часть уравнения вводится слагаемое u, которое может быть как положительной, так и отрицательной величиной. Тогда общее выраже-

ние водного баланса произвольного участка территории запишется в виде

$$x+z_1+y_1+\omega_1=z_2+y_2+\omega_2\pm u. \qquad (1.5)$$

Частным случаем его является уравнение водного баланса для отдельного речного бассейна, т. е. для части земной поверхности, включая толщу почвогрунтов, с которой происходит сток воды в отдельную реку. Для речного бассейна оконтуривание проводится по линии водораздела; в этом случае замкнутую линию водосбора будет пересекать только один водоток. Русловой приток $y_1=0$, и уравнение водного баланса после некоторых преобразований будет иметь вид

$$x=y+(z_2-z_1)+(\omega_2-\omega_1)\pm u, \qquad (1.6)$$

где y — сток воды в замыкающем створе, т. е. на самом нижнем посту на главной реке в отличие от постов, расположенных внутри бассейна на притоках.

В большинстве случаев испарение больше конденсации; следовательно, разность $z_2-z_1=z$ почти всегда положительна. Вторая разность $(\omega_2-\omega_1)$ может иметь знак плюс и минус.

Окончательно выражение баланса влаги для речного бассейна будет иметь вид

$$x=y+z\pm\omega\pm u. \qquad (1.7)$$

Слагаемым ω для больших рек можно пренебречь, так как значение ω с возрастанием площади, как правило, уменьшается. В этом случае уравнение (1.7) запишется следующим образом:

$$x=y+z\pm u. \qquad (1.8)$$

По уравнению (1.8) можно определять какое-либо слагаемое баланса для годового интервала, включающего период накопления и период расходования влаги в рассматриваемом речном бассейне, при условии, что остальные компоненты определены по данным наблюдений. Принимаемый годовой интервал называют гидрологическим годом. Для территории нашей страны за начало гидрологического года принято 1 октября или 1 ноября, когда запасы влаги в речных бассейнах, переходящие из года в год, практически малы. Некалендарный год используют для того, чтобы получить лучшее соответствие между стоком и осадками, так как при обычном календарном счете времени осадки, выпадающие в конце этого года, стекают весной следующего года.

При замене годовых величин составляющих уравнения водного баланса речного бассейна средними многолетними годовыми значениями, называемыми нормами гидрометеорологических величин, изменение запасов влаги и в пределах речных водосборов колеблется около среднего положения и поэтому выпадает из рассмотрения.

Итоговое балансовое соотношение для многолетнего периода времени

$$x_o = y_o + z_o. \tag{1.9}$$

Уравнение водного баланса является основой исследований и расчетов, связанных с изучением общих закономерностей влагооборота и изменения отдельных элементов водного баланса. С помощью метода водного баланса, зная надежно измеренные составляющие в уравнении, можно определить косвенным путем те компоненты, которые трудно или практически нельзя измерить.

Развитие и применение метода водного баланса позволяет путем обобщения, интерполяции и генетического анализа произвести гидрологическую оценку всех водных объектов и создать картину водного баланса обширных территорий, а также рассчитать и запроектировать новый водный баланс после реконструкции всего водного хозяйства района или бассейна. Широко используя этот метод, сотрудники Института географии АН СССР в настоящее время завершили составление мировых карт элементов водного баланса, где оценены водные ресурсы всех стран мира.

Метод водного баланса применяют для оценки ресурсов и других водных объектов. Водный баланс морей в отличие от пресных под суши определяет основное качество морской воды — ее соленость. Уравнение водного баланса моря можно записать в виде

$$X_o + Y_l + Y_n = Z_o + Y_a, \tag{1.10}$$

где X_o — количество осадков, выпадающих на поверхность моря; Y_l — количество пресных вод берегового стока; Y_n — приток вод из соседнего бассейна; Z_o — количество испарившейся воды; Y_a — отток воды в соседний бассейн за счет водообмена.

В этом уравнении $X_o + Y_l$ условно называют пресной составляющей водного баланса. Если $X_o + Y_l - Z_o > 1$, то величина осадков и вод берегового стока превышает потери на испарение, что сопровождается понижением солености в море. Если $Z_o > X_o + Y_l$, то пресный баланс отрицателен и происходит повышение солености морских вод.

Структура водного баланса озера и водохранилища практически одинакова, поэтому для его описания можно использовать одно и то же уравнение. За некоторый ограниченный интервал времени наблюдается равновесие между количеством воды, поступающей в озеро (водохранилище), количеством расходуемой воды из озера (водохранилища) и изменением объема водной массы озера (водохранилища). Все элементы водного баланса в этом случае выражаются в единицах объема.

Приходные составляющие уравнения: атмосферные осадки V_x, выпадающие на поверхность озера, речной сток $V_{y,l}$ и грунтовый приток $V_{y,s}$, конденсация водяных паров атмосферы на поверхности озера V_c, причем последняя имеет значение, и то сравнительно небольшое, в питании лишь крупных озер, у которых в определен-

ные сезоны года температура поверхностных слоев воды ниже температуры воздуха.

Расходная часть уравнения включает испарение с поверхности водоема V_z, русловой сток $V'_{y,l}$ и фильтрацию из водоема $V_{y,f}$. За произвольный интервал времени T уравнение водного баланса имеет вид

$$V_x+V_{y,l}+V_{y,s}+V_c=V_z+V'_{y,l}+V_{y,f}+q_c+\Delta V, \qquad (1.11)$$

где ΔV — увеличение или уменьшение объема воды в озере (водохранилище); q_c — расход воды из озера, изымаемый безвозвратно на хозяйственные нужды.

Составляющие уравнения неравноценны. Основную роль в питании озер играют приток речных вод и атмосферные осадки. Подземное питание имеет менее существенное значение, фильтрация из озер также обычно невелика, так как ил, покрывающий дно озера, способствует кольматации пор грунтов ложа водоема.

Подземный сток из озера может быть значительным лишь в исключительных случаях (наличие карста, рыхлых вулканических пород). В дальнейшем будем считать $V_{y,s}=V_{y,f}$. При учете основных составляющих уравнение водного баланса озера (водохранилища) можно записать следующим образом:

$$V_x+V_{y,l}=V_z+V'_{y,l}+\Delta V.$$

Для бессточных озер из уравнения выпадает компонент $V_{y,l}'$.

Для многолетнего периода можно считать, что количество поступившей воды в озеро и удаляемой из него практически равны $\Delta V=0$, тогда уравнение упрощается:

$$V_x+V_{y,l}=V_z+V'_{y,l}. \qquad (1.12)$$

Заменив $V_x=x_{o,l}\Omega_l$ и $V_z=z_{o,l}\Omega_l$, получим

$$V'_{y,l}=V_{y,l}+(x_{o,l}-z_{o,l})\Omega_l, \qquad (1.13)$$

где $x_{o,l}$ — среднее многолетнее значение высоты слоя атмосферных осадков, выпавших на акваторию озера; $z_{o,l}$ — среднемноголетнее значение слоя испарения с поверхности озера; Ω_l — площадь зеркала озера.

Озеро является проточным при превышении суммы осадков в среднем за год над испарением с водной поверхности, что наблюдается в зонах избыточного и достаточного увлажнения. Для зоны недостаточного или неустойчивого увлажнения испарение превышает осадки, тогда озеро, как правило, не имеет стока, так как и приток воды в озеро и выпадающие на его акваторию осадки расходуются на испарение. Соответственно при равных величинах осадков и испарения приток воды в озеро и сток из него также равны.

В течение года или многолетнего периода уровни озер испытывают периодические и циклические колебания, типичные для

той или иной климатической зоны, в связи с колебаниями составляющих элементов, входящих в уравнение водного баланса. Однако в одной и той же климатической зоне амплитуда этих колебаний, интенсивность спада и подъемов уровней, а также смещения во времени наступления наибольших или наименьших уровней зависят от размеров озера, площади его бассейна, проточности и других особенностей водоема.

Уравнение водного баланса озера (водохранилища) применяют для решения задач по регулированию озерного и речного стока. Решая это уравнение, можно определить неизвестное слагаемое, если известны остальные.

1.5. ТЕПЛОВОЙ БАЛАНС

Солнце является основным источником тепла для поверхности нашей планеты, верхнего слоя почвы, Океана и атмосферы. Различают прямую и рассеянную солнечную радиацию. Часть ее отражается земной и водной поверхностями, часть излучается в атмосферу и межпланетное пространство.

На поверхности раздела водная поверхность — атмосфера, а также в толще воды непрерывно происходят процессы, изменяющие тепловое состояние вод. Некоторые процессы сопровождаются поглощением тепла и приводят к повышению температуры воды, другие приводят к потере тепла и понижению температуры. Для количественной оценки закономерностей развития тепловых и динамических процессов, происходящих под влиянием теплообмена между водными объектами и окружающей средой, применяют уравнение теплового баланса.

При составлении уравнения учитываются основные компоненты теплового обмена, некоторые второстепенные слагаемые исключаются, если их величина того же порядка, что и погрешность в определении главных составляющих. Все слагаемые в уравнении теплового баланса выражают в тепловых единицах в виде количества тепла (Дж) или в форме теплового потока, отнесенного к единице поверхности (Дж/см^2, кДж/м^2).

Уравнение теплового баланса составляют или для некоторого замкнутого контура, как это делается при расчетах водного баланса, или для поверхности воды, снега, льда, почвы.

Для океанов и морей уравнение теплового баланса можно записать в виде

$$Q_{\odot} \pm Q_{ef} \pm Q_{z,c} \pm Q_t \pm Q_i \pm Q_y \pm Q_x \pm Q_w \pm Q_s = \pm Q_b, \quad (1.14)$$

где $Q_{\odot}$ — суммарная солнечная радиация, поглощаемая морем; Q_{ef} — тепло, теряемое или получаемое морем в результате эффективного излучения*; $Q_{z,c}$ — тепло, затрачиваемое при испарении и приобретаемое при конденсации; Q_t — тепло, получаемое

или отдаваемое морем в результате турбулетного (контактного) теплообмена с воздухом; Q_i — тепло процессов льдообразования и таяния; Q_y — тепло вод материкового стока; Q_x — тепло атмосферных осадков; Q_w — тепло, получаемое в результате водообмена (течений); Q_b — разность между приходом и расходом тепла, затраченная на изменение температуры в деятельном слое моря; Q_s — тепло, теряемое или получаемое в результате теплообмена с дном.

Деятельным слоем называют слой воды, в котором проявляются сезонные (годовые) колебания океанологических характеристик.

При определении теплового баланса в среднем за год уравнение упрощается. В этом случае приход тепла в Мировой океан, определяемый количеством суммарной солнечной радиации, расходуется на излучение в атмосферу, на испарение и турбулентный подогрев, теплообмен с нижними слоями атмосферы.

Уравнение теплового баланса отдельных океанов и морей и Мирового океана в целом используют при исследованиях термического режима Земли, ее климата и погодных условий, с которыми связаны природные ресурсы воды.

Основными составляющими теплового баланса озера, так же как и морей, являются радиационный баланс, теплообмен с атмосферой и теплообмен с дном водоема. Дополнительные составляющие баланса (тепловой сток рек, тепло, выделяемое при льдообразовании и затрачиваемое при таянии льда, тепло биологических и биохимических процессов и т. д.) весьма малы и ими можно пренебречь.

Уравнение теплового баланса озера за некоторый промежуток времени может быть представлено в виде

$$Q_\odot - Q_{ef} + Q_a + Q_{z.c} + Q_s = Q_b. \qquad (1.15)$$

Обозначения те же, что и в формуле (1.14).

Значения элементов теплового баланса озера не остаются одинаковыми, меняясь во времени, в различных географических зонах и в зависимости от размеров озер в одной зоне.

Уравнение теплового баланса для бесприточного участка реки при отсутствии ледяного покрова имеет вид

$$Q_\odot - Q_{ef} + Q_a + Q_{z.c} + Q_s + Q_{in} - Q_{aw} = \pm Q_b, \qquad (1.16)$$

где Q_{in} — тепло, поступающее с водой; Q_{aw} — тепло, удаляемое вместе с водой, протекающей соответственно через верхний и нижний створы, ограничивающие участок реки.

---

* Эффективное излучение представляет собой разность между длинноволновым (тепловым) излучением поверхности моря и встречным длинноволновым излучением атмосферы. Так как излучение с поверхности моря, как правило, больше излучения атмосферы, Q_{ef} почти всегда входит в уравнение теплового баланса с отрицательным знаком.

Соотношения между элементами теплового баланса меняются вместе с метеорологическими условиями: каждому сезону свойственны определенные соотношения между приходом и расходом тепла, что обусловливает типичные черты температурного режима речных вод. Уравнение теплового баланса применяют для расчета изменения температуры воды, льдообразования на реках и т. д.

1.6. МИРОВЫЕ ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ

Воды Земли, пригодные для использования, называют водными ресурсами. К ним относятся практически все воды на Земном шаре: речные, озерные, морские, подземные, почвенная влага, лед горных и полярных ледников, водяные пары атмосферы, исключая воды, физически или химически связанные с минералами или биомассой. С точки зрения водообеспечения к водным ресурсам следует отнести лишь те природные воды, которые могут быть использованы на данном уровне развития техники при конкретном состоянии водного источника. Самыми ценными для хозяйства и личных потребностей человека являются пресные воды суши. На практике водными ресурсами называют запасы поверхностных и подземных вод какой-либо территории.

Для оценки водных ресурсов отдельных стран используют карты элементов водного баланса, позволяющие получить количественные характеристики запасов пресных вод любой территории. Однако определение водных ресурсов отдельных стран в рассматриваемом аспекте не всегда возможно. Немало рек протекает по территориям, принадлежащим различным странам, или по границам между странами, нередко озера пересекаются государственными границами, к тому же следует учитывать и несовпадение поверхностного и подземного водосборов. Примером может служить Болгария. Полный речной сток этой страны, формируемый в пределах ее территории, составляет лишь 18 км^3, но граница государства проходит по Дунаю, годовой сток которого равен 170 км^3, т. е. в 10 раз больше, чем с территории собственно Болгарии. В подобных случаях балансовая оценка водных ресурсов требует заключения особых международных соглашений для решения правовых вопросов.

В работах М. И. Львовича, посвященных исследованиям и расчетам мирового водного баланса и мировых водных ресурсов, приводятся данные об обеспеченности водными ресурсами на душу населения в пределах каждого из континентов (табл. 1.5).

Из табл. 1.5 видно, что Европа и Азия наименее обеспечены водными ресурсами, Южная Америка и Австралия располагают наибольшим количеством пресной воды. Однако осредненные по большим территориям характеристики обеспеченности водными ресурсами дают искаженное представление о якобы огромных количествах воды, находящихся в распоряжении человека. Вслед-

Таблица 1.5. **Обеспеченность водными ресурсами на душу населения**

Континент	Численность населения, млн. (1969 г.)	Годовой объем полного речного стока, км³	Объем полного стока на душу населения, м³/год
Европа	642	3 100	4 850
Азия	2040	13 190	6 465
Африка	345	4 225	12 250
Северная Америка	312	5 950	19 100
Южная Америка	185	10 380	56 100
Австралия	18	1 965	109 000
Вся суша	3542	38 830	10 963

ствие неравномерного распределения поверхностного и подземного стоков по территории, значительных их колебаний по годам и сезонам во многих районах Земного шара уже давно ощущается напряженность водохозяйственного баланса.

1.7. ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ СССР

Наша страна занимает первое место в мире по абсолютному значению речного стока, формирующегося в пределах собственной территории. Водные ресурсы рек Советского Союза составляют 10% ресурсов Земного шара, при этом площадь СССР равна 15% всей суши. Однако сток с единицы площади в СССР значительно меньше, чем в большинстве зарубежных государств, в среднем он равен 212 000 м³ в год (с учетом вод, поступающих с зарубежных территорий).

По количеству воды, приходящейся на одного человека, СССР уступает лишь Канаде, Бразилии и Скандинавским странам, где удельная водность на душу населения в 2...5 раз выше. На одного жителя нашей страны в среднем приходится 18 тыс. м³ в год, тогда как в большинстве европейских стран, по данным Европейской экологической комиссии ООН, обеспеченность собственными водными ресурсами на душу населения составляет менее 3 тыс. м³ речного стока.

Однако распределение ресурсов речного стока по территории нашей страны весьма неравномерно и не соответствует размещению населения, промышленности и сельского хозяйства. На районы основного сосредоточения населения (более 80%) и промышленного и сельскохозяйственного производства (около 80%), расположенных на юге и юго-западе СССР, приходится лишь 15% ресурсов пресных вод. Здесь водообеспеченность на душу населения составляет в среднем около 3 тыс. м³ в год, тогда как в

малонаселенных северных и северо-восточных районах на одного жителя приходится 93 тыс. м³ воды в год.

Распределение водных ресурсов между европейской и азиатской территориями СССР также неравномерно (табл. 1.6).

Основными водными источниками в южной зоне европейской территории СССР, к которой относятся бассейны Каспийского, Азовского и Черного морей, являются Волга, Днепр и Дон. Водные ресурсы этих рек — 335 км³ — составляют 52% суммарных по зоне. В северной зоне объем стока трех наиболее крупных рек — Печоры, Северной Двины и Невы — равен 320 км³, или 50% суммарного по этой зоне, к которой относятся бассейны рек Баренцева и Балтийского морей.

В средней Азии наиболее крупными водными артериями являются Амударья и Сырдарья. Их общий объем стока составляет 107 км³, или 95%. Самые крупные речные системы, к которым относятся Енисей, Лена, Обь и Амур, расположены на азиатской территории СССР. Водные ресурсы названных рек равны 1875 км³, или 40% суммарного стока рек СССР и 55% общего стока по азиатской территории СССР.

Вследствие различного соотношения местного и транзитного стоков фактическая водообеспеченность республик на территории СССР неодинакова. Наименее обеспечена водами местного стока Туркменская ССР, где на 1 км² приходится лишь 0,94 тыс. м³ в год. Наиболее обеспечены водами местного стока прибалтий-

Таблица 1.6. **Распределение ресурсов речного стока по основным регионам**

Территория, зона	Площадь, тыс. км²	Водные ресурсы рек			Удельная водность территории, тыс. м³/км²
		местные, км³	суммарные с учетом поступлений с других территорий, км³	доля суммарных по стране, %	
СССР в целом	22 275	4387	4720	100	197
Европейская территория,	5 540	1111	1277	27	202
В том числе:					
южная зона	3 625	497	633 *	13,4	138
северная »	1 915	614	644	13,6	322
Азиатская территория					
В том числе:	16 375	3276	3443	73	196
Средняя Азия и Казахстан	3 674	162	205	4,3	44
Сибирь и Дальний Восток	13 061	3114	3238	68,7	238

* С учетом стока по Килийскому рукаву Дуная (123 км³ в год).

ские республики (Эстония, Латвия и Литва), а также Грузинская, Киргизская и Таджикская ССР [3].

Несмотря на относительно неблагоприятную картину распределения водных ресурсов по территории страны и во времени, проблема воды в СССР, так же как и в других странах, решается как путем регулирования стока, так и путем экономного, научно обоснованного ее расходования.

ГЛАВА 2

СВОЙСТВА ВОДЫ И ПРОЦЕССЫ В МОРЯХ, ОЗЕРАХ И ВОДОХРАНИЛИЩАХ *

2.1. СОЛЕНОСТЬ, ТЕМПЕРАТУРА И ПЛОТНОСТЬ МОРСКОЙ ВОДЫ

Морская вода отличается от воды пресных водоемов горько-соленым вкусом, плотностью, прозрачностью и цветом, более агрессивным воздействием на строительные материалы и рядом других свойств, что объясняется содержанием в морской воде значительного количества растворенных твердых веществ и газов.

Благодаря сильно выраженной полярности и большому дипольному моменту вода обладает высокой диссоциирующей способностью. Поэтому морская вода, по существу, является слабым, полностью ионизированным раствором со щелочной реакцией (pH=7,8...8,3).

Приведенное к вакууму весовое количество, выраженное в граммах, всех твердых веществ, растворенных в 1 кг морской воды, при условии, что все галогены заменены эквивалентным количеством хлора, все карбонаты превращены в оксиды и органические вещества сожжены при температуре 480°С, принято называть соленостью морской воды. Обозначается соленость символом S. За единицу солености принимают 1 г солей, растворенных в 1000 г морской воды, и называют промилле (‰). Средняя соленость Мирового океана S=35‰.

Соленость морей отличается от солености Океана, что зависит от их физико-географического положения и степени обособленности от Океана. В Средиземном и Красном морях, например, соленость больше солености Океана — 38 и 41‰ соответственно; соленость в Черном море — 18,3‰, Каспийском — 12,8‰, в Аральском — 10,3‰.

Содержание солей в водах озер в еще большей степени отличается от средней солености Океана, что объясняется различной степенью минерализации источников питания, проточностью и кли-

---

* Процессы переработки берегов и перемещения наносов описываются в гл. 5.

матическими условиями. В пресных озерах $S<1‰$, солоноватых — $1‰<S<24{,}7‰$, соленых — $24{,}7‰<S<47‰$ и минеральных — $S>47‰$. В водохранилищах вода пресная.

Установлено, что содержание растворенных минеральных веществ в морской воде может изменяться в очень широких пределах (от 0 до 40‰), но процентное соотношение с достаточной для практических целей точностью может быть принято постоянным. Эта закономерность получила название постоянства солевого состава морской воды.

Оказалось возможным соленость морской воды связать с содержанием хлора (как элемента, в наибольших количествах содержащегося в морской воде) следующей зависимостью:

$$S=0{,}030+1{,}8050\,Cl. \qquad (2.1)$$

Зная содержание хлора как суммарное количество его в граммах на 1 кг воды при условии замещения хлором всех галогенов в ‰, можно либо по указанной формуле, либо по таблицам найти соленость морской воды.

Зависимость общего содержания солей от Cl^- для отдельных морей и озер отличается от (2.1) и устанавливается в каждом конкретном случае на основании исследований.

В речной воде количество растворенных веществ сильно зависит от физико-географических условий и колеблется от сотых долей грамм-моля до нескольких граммов на 1 л воды, но, как правило, в среднем не превышает 300...500 мг/л.

В питании озер значительную роль могут играть подземные воды с повышенной минерализацией. В зависимости от географической зоны состав минеральных веществ в воде озер и их количественное содержание меняются от 20...40 до 200...300 мг/л в зоне постоянного увлажнения. В зонах неустойчивого и недостаточного увлажения минерализация озер увеличивается до 700 мг/л и выше.

Соленость и солевой состав озер меняется по площади, глубине и во времени из-за несоответствия между составом и минерализацией вод озера и питающих его рек и подземных источников, а также в результате сезонного изменения проточности озер. На химическую неоднородность вод озера влияют размеры озера, изрезанность береговой линии, неравномерность глубины, замедленный водообмен и другие факторы.

Соприкасаясь с атмосферой, вода морей, озер и водохранилищ поглощает из воздуха содержащиеся в нем газы: кислород, азот и углекислоту. Кроме того, эти газы поступают в воду в результате химических и биологических процессов*, протекающих в водоемах, и, наконец, выносятся реками.

---

* В результате биологических процессов в воде может накапливаться сероводород.

Количество растворенных газов в воде определяется парциальным давлением и растворимостью газов, которая зависит от химической природы газов и уменьшается с повышением температуры. Кислород и азот в силу лучшей растворимости кислорода в воде находятся в соотношении 1 : 2.

Газовый режим озер, так же как и морей, связан с распределением температуры и жизнедеятельностью гидробионтов. Последний фактор особенно резко проявляется в мелких хорошо прогреваемых озерах, где за счет фотосинтеза содержание кислорода может резко повыситься, вплоть до перенасыщения. При наличии легко окисляющихся веществ может наблюдаться дефицит кислорода.

Важнейшей характеристикой воды в каком-либо водоеме является ее температура. Нагревание поверхности воды происходит в основном прямой и рассеянной солнечной радиацией, а также в результате конденсации влаги, выпадения осадков, теплопередачи из воздуха и др. Кроме нагревания происходит и охлаждение воды за счет испарения, излучения тепла в атмосферу и конвективного теплообмена между океаном и атмосферой. Изменение температуры воды может происходить также в результате горизонтальных и вертикальных перемещений масс воды.

Изменение температуры по поверхности морей, озер и водохранилищ зависит от зонального расположения, солености, гидрологического режима и происходит в достаточно широком диапазоне от 0°С (для морей ~—1°С) зимой, до 25...27°С и более летом.

Изменение температуры воды с глубиной в озерах связано с сезонными колебаниями, гидрометеорологическими условиями и морфометрическими характеристиками. В замерзающих озерах умеренной зоны наблюдаются весенне-летнее нагревание и осенне-зимнее охлаждение воды в озерах. Весеннее нагревание начинается перед вскрытием ледяного покрова. В это время температура воды повышается с глубиной. При нагревании воды под льдом начинается частично вертикальная циркуляция, которая полностью развивается при таянии льда. В результате вода перемешивается и по всей толще устанавливается одна и та же температура, равная температуре придонных слоев. Дальнейшее нагревание происходит до температуры наибольшей плотности 4°С.

В летний период нагреваются верхние слои воды и температура с увеличением глубины понижается. Эта закономерность, особенно в мелких озерах, нарушается при ветроволновом воздействии.

Между верхним, теплым, слоем воды и нижним, холодным, формируется слой с высокими градиентами температуры по глубине — так называемый слой скачка, который может разрушаться в результате воздействия волнения или вертикальной конвекции, а также при осеннем охлаждении. В этот период температура по глубине выравнивается, чему способствует не только понижe-

ние температуры, но и усиливающиеся волнение и конвекция. При зимнем охлаждении, которое начинается после установления по всей толще воды температуры 4°С, вода быстро охлаждается в верхних слоях, вплоть до замерзания (см. ниже).

Термический режим водохранилищ имеет много общего с термическим режимом мелководных озер, но в то же время обладает и некоторой спецификой. Весеннее нагревание преждевременно прекращается из-за поступления талых холодных вод с температурой 0°С с речным стоком. В дальнейшем температура воды в водохранилище повышается за счет нагревания и поступления теплых речных вод. Температура по площади водохранилища в это время распределена крайне неравномерно — колебания могут достигать нескольких градусов. Летом верхние слои прогреваются, особенно на мелководье, но в котловине водохранилища остаются холодные воды. В осенний период под влиянием ветроволновых факторов воды водохранилища хорошо перемешиваются, охлаждаясь одновременно почти до 0°С. Дальнейшее зимнее охлаждение ведет к образованию ледяного покрова (см. ниже).

Тепловые свойства морской воды мало отличаются от свойств пресной. Так, теплоемкость морской воды $c_v = 3{,}91$ вместо 4,2 кДж/(кг·°С) у пресной.

Теплоемкость c_v воды уменьшается с увеличением температуры, солености и давления.

В реальных условиях всегда имеет место турбулентное движение жидкости и теплопередача определяется коэффициентом турбулентной теплопроводности, который в отличие от коэффициента молекулярной теплопроводности зависит не только от физических свойств морской воды, но и от динамических характеристик турбулентного движения: скорости, величины и периода ее пульсации, масштабов турбулентности, устойчивости слоев воды и др. Поэтому коэффициент турбулентной теплопроводности для разных водоемов колеблется в очень широких пределах и его величина может быть на несколько порядков больше коэффициента молекулярной теплопроводности.

Теплота испарения морской воды принимается равной теплоте испарения дистиллированной воды. Чем меньше температура воды, тем больше теплота испарения. При температуре кипения теплота испарения наименьшая. Температура кипения воды возрастает с увеличением ее солености и при $S = 35‰$ равна 100,56°С.

Плотностью морской воды $S\frac{t}{4}$ в океанографии принято называть отношение веса единицы объема воды при температуре в момент ее наблюдения к весу единицы объема дистиллированной воды при температуре 4°С. Следовательно, за плотность морской воды принимается ее удельный вес — величина безразмерная.

На глубине вода находится под давлением вышележащих слоев, и это давление, естественно, тем выше, чем больше глубина. В результате происходит сжатие воды и увеличение ее плотности. Поэтому при определении плотности или удельного объема воды на глубине необходимо учитывать ее сжимаемость, которая невелика, но если бы вода была несжимаема, то уровень океана поднялся бы на 30,4 м относительно его действительного положения.

2.2. ВОЛНЕНИЕ И ТЕЧЕНИЯ

Волнение. В результате воздействия на воды океанов, морей, озер и водохранилищ различных сил возникают колебательные и поступательные движения частиц воды*. Распространение колебаний в воде называют волновыми движениями или волнами. Волна может представлять собой распространение возмущения любого вида: одиночная волна (рис. 2.1, *а*), ограниченная волна (рис. 2.1, *б*) и бесконечная волна (рис. 2.1, *в*). Особое значение имеет последний случай.

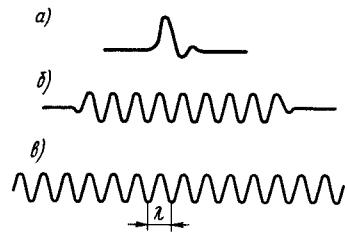


Рис 2.1. Волны различных видов:
λ — длина волны

Частицы воды при распространении волн совершают только колебательные движения около своего среднего положения. Следовательно, при распрост-

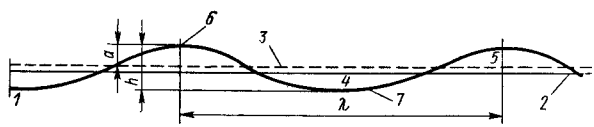


Рис. 2.2. Основные элементы двухмерной регулярной волны

ранении волн не имеет места перенос массы, наблюдается только перенос энергии.

При описании волн в случае плоского движения часто используют следующие понятия (рис. 2.2):

профиль волны *1* — линия пересечения взволнованной поверхности моря с вертикальной плоскостью, ориентированной в направлении распространения волн;

спокойный уровень *2* — уровень воды при отсутствии волнения;

средняя волновая линия *3* — горизонтальная линия, делящая расстояние между вершиной и подошвой волны пополам,

* Поступательные движения морской воды называют течениями (см. ниже).

впадина волны *4* — часть волны, расположенная ниже спокойного уровня;

гребень волны *5* — часть волны, расположенная выше спокойного уровня;

вершина волны *6* — самая высокая точка гребня волны;

подошва волны *7* — самая низкая точка впадины волны;

фронт волны — линия гребня волны в плане.

В количественном отношении морские волны характеризуются элементами, или параметрами, волн, к которым в случае плоского движения относятся (рис. 2.2):

высота волны h — вертикальное расстояние между вершиной и подошвой волны;

длина волны λ — наименьшее горизонтальное расстояние между частицами жидкости, находящимися в одной и той же фазе колебания, в частности между двумя смежными вершинами или подошвами волны;

крутизна волны h/λ — отношение высоты волны к ее длине;

период волны T — время одного цикла колебания частиц воды;

скорость распространения волны C, или фазовая скорость,— скорость перемещения гребня волны по горизонтальному направлению без учета скорости течения.

В зависимости от характера действующих сил, величин элементов волн и их изменений во времени, соотношения между элементами волн и глубиной воды и другими факторами в море могут наблюдаться разнообразные системы волн, классификацию которых можно произвести по различным признакам. Прежде всего волны можно классифицировать по вызывающим их силам. При этом различают ветровые волны, возбуждаемые ветром; приливные, возникающие под воздействием притяжения Луны и Солнца, анемобарические, возникающие при изменении уровня моря под влиянием изменения атмосферного давления; сейсмические, образующиеся в результате главным образом динамических процессов внутри земной коры в пределах океана; корабельные, возбуждаемые на поверхности воды при движении корабля, и др.

По силам, стремящимся вернуть поверхность воды в положение равновесия, различают капиллярные и гравитационные волны, находящиеся под воздействием соответственно сил поверхностного натяжения и сил тяжести. Капиллярные волны имеют высоту и длину (мм) и образуются в начальной стадии развития ветровых волн или на поверхности крупных волн; все остальные волны относятся к гравитационным.

По характеру движения формы волны могут быть: прогрессивными (поступательными), когда форма волны перемещается в пространстве; стоячими, образующимися при наложении двух прогрессивных волн с равными высотами и периодами и распространяющимися в противоположных направлениях (при стоячих волнах нет поступательного перемещения формы волны); про-

грессивно-стоячими, образующимися при наложении прогрессивной волны на стоячую.

По соотношению длины волны и глубины воды различают волны на глубокой воде — короткие волны, когда полудлина волны меньше глубины воды и скорость распространения волн определяется только длиной волны; волны на конечной глубине, когда длина волны одного порядка с глубиной воды и скорость распространения зависит одновременно и от длины волны и от глубины воды; волны на малой глубине; волны длинные, когда длина волны значительно больше глубины воды и скорость распространения зависит только от глубины воды.

Волны, распространяющиеся под воздействием вынуждающих сил, называют вынужденными; волны, вышедшие из-под влияния вынуждающих сил или распространяющиеся после прекращения действия этих сил, называют свободными. Вынужденные волны могут быть развивающимися и установившимися. Волны свободные в природных условиях всегда затухающие.

По глубине расположения различают волны поверхностные и внутренние.

В зависимости от соотношения высоты и длины волны могут быть крутые и пологие.

В зависимости от величины периода наблюдается широкий спектр волн с периодом от долей секунды до нескольких лет.

По форме выделяют двумерные волны, когда длина гребня (по фронту волны) в несколько раз больше длины волны, гребни строго параллельны друг другу и высота волны вдоль гребня постоянна; трехмерные волны, когда длина гребня соизмерима с длиной волны; одиночные волны, когда волна имеет только один гребень, поднятый над спокойным уровнем, и не имеет впадины.

Из многочисленных типов волн наибольшее значение имеют ветровые, гравитационные волны. Ветровые волны могут быть вынужденными, свободными и смешанными. Вынужденными ветровыми волнами называют волны, находящиеся под воздействием ветра. Волны, вышедшие из района действия ветра или распространяющиеся после прекращения ветра, называют свободными волнами или зыбью. В результате сложения вынужденных волн и зыби, пришедшей, например, в данный район из другой области океана, образуются смешанные волны. Совокупность всех систем волн, образовавшихся на поверхности моря при воздействии ветра, называют ветровым волнением.

Представленный на рис. 2.2 профиль волны соответствует регулярной двумерной волне, у которой длина и высота постоянны, а длина гребня практически неограниченно велика. Такая модель волны является всего лишь удобной математической абстракцией. В действительности же, ветровые волны во всех случаях являются трехмерными нерегулярными волнами, т. е. следующие одна за другой волны отличаются по высоте, длине и периоду.

Рельеф взволнованной ветром поверхности весьма сложен и все время меняется: система трехмерных ветровых волн, зафиксированная в данный момент времени, в следующий момент исчезает и заменяется новой системой. Однажды полученная картина трехмерного волнения при заданных неизменных условиях никогда уже больше не повторяется.

Главное направление распространения трехмерных ветровых волн на глубокой воде совпадает с направлением ветра (рис. 2.3). Линия пересечения взволнованной поверхности с вертикаль-

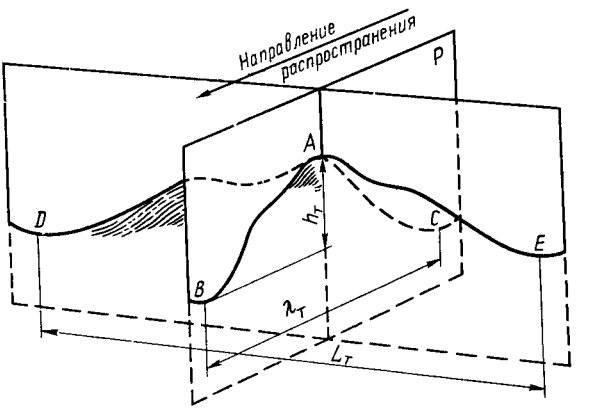


Рис. 2.3. Элементы трехмерной волны:
h_T — высота трехмерной волны; λ_T — длина волны; L_T — длина гребня

ной плоскостью, ориентированной в главном направлении распространения волн, называется волновым профилем $\eta(x)$ (рис. 2.4).

Высота трехмерной волны h_T — расстояние по вертикали между наивысшей и ближайшей наинизшей точками профиля, лежащими по разные стороны средней волновой линии.

Длина трехмерной волны λ_T — горизонтальное расстояние между двумя смежными наинизшими точками волнового профиля.

Длина гребня L_T — горизонтальное расстояние между смежными наинизшими точками волнового профиля в направлении, перпендикулярном главному направлению распространения волн.

Период волны T_T — промежуток времени между прохождением двух последовательных гребней через фиксированную точку.

Скорость распространения трехмерной волны c_T — скорость перемещения вершины гребня волны в главном направлении распространения за промежуток времени порядка одного периода.

При исследовании трехмерного волнения большое практическое значение имеют элементы волн в фиксированной точке, т. е.

характеристики колебания уровня, получаемые при измерении волнения с помощью волнографов. Через данную точку будут проходить различные части трехмерных волн, и поэтому высота волны в точке будет отличаться от высоты трехмерной волны. Изменение уровня в точке характеризуется последовательным его повышением и понижением, или наличием гребней и впадин, величины которых не постоянны. В этом случае также находят высоту волны и период волновых колебаний в точке, определяемый горизонтальным расстоянием, выраженным в единицах времени, между двумя соседними вершинами гребней волновых колебаний (рис. 2.4).

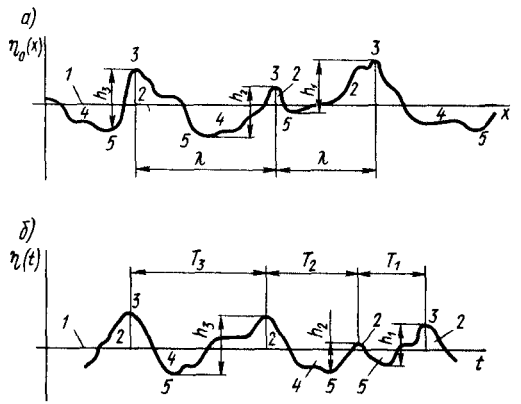


Рис. 2.4. Волновой профиль (*а*) и кривая волновых колебаний в фиксированной точке моря при прохождении через нее ветровых трехмерных волн (*б*):

1 — средняя волновая линия; *2* — гребень волны; *3* — вершина волны; *4* — впадина волны; *5* — подошва волны; h, λ, T — высота, длина и период волны

Теоретические исследования волн в классической гидродинамике основываются на уравнениях движения жидкости. В простейшем случае применительно к волновым движениям жидкости рассматриваются свободные гравитационные, короткие, двумерные волны бесконечно малой амплитуды, распространяющиеся на поверхности бесконечно глубокой идеальной несжимаемой жидкости.

Решая уравнения движения при p-const, получим выражение для профиля волны:

$$\eta = a \sin (kx - \omega t).$$

Для скорости распространения волны при глубине волны $d = \infty$ получим выражение

$$c^2 = g\lambda/(2\pi). \qquad (2.2)$$

Из тех же условий можно получить зависимость между длиной и периодом волны:

$$T^2 = 2\pi\lambda/g. \qquad \mathbf{(2.3)}$$

Поскольку период принимается постоянным, всегда имеет место соотношение $\lambda = cT$.

Амплитуда стоячей волны в два раза больше амплитуды исходной прогрессивной волны, чему отвечают соответственно гребень и впадина стоячей волны. Расстояние между смежными гребнями или впадинами равно длине стоячей волны.

Если глубина моря меньше $\lambda/2$, то необходимо учитывать наличие дна. При этом траектории движения частиц будут иметь вид эллипсов и соответственно меняются указанные выше соотношения. Скорость распространения прогрессивной волны на конечной глубине вычисляют по формуле *

$$c_d = \frac{g\lambda}{2\pi} \operatorname{th} kd. \tag{2.4}$$

Период и длина волны связаны между собой зависимостью

$$T^2 = \frac{2\pi\lambda}{g} \operatorname{cth} kd. \tag{2.5}$$

При очень малой глубине воды по сравнению с длиной волны $\operatorname{th} kd \approx kd$, что с ошибкой до $\sim 1\%$ имеет место уже при $d/\lambda \approx 0{,}03$, скорость распространения волны при этом вычисляют по формуле

$$c = \sqrt{gd}. \tag{2.6}$$

Важнейшей характеристикой волны является ее энергия. Для прогрессивной волны на конечной глубине кинетическая и потенциальная энергии равны между собой:

$$E_k = E_p = \rho g \frac{a^2}{4} \lambda. \tag{2.7}$$

Формулы для вычисления кинетической и потенциальной энергии стоячей волны на конечной глубине имеют вид

$$E_k = \rho g \frac{a^2}{4} \lambda \cos^2 \omega t; \tag{2.8}$$

$$E_p = \rho g \frac{a^2}{4} \lambda \sin^2 \omega t. \tag{2.9}$$

При стоячей волне сумма кинетической и потенциальной энергии постоянна и равна

$$E_k + E_p = \rho g \frac{a^2}{4} \lambda, \tag{2.10}$$

а средние значения равны между собой:

$$\overline{E}_k = \overline{E}_p = \rho g \frac{a^2}{8} \lambda. \tag{2.11}$$

При $d = \infty$ полученные выражения будут определять энергию волн в бесконечно глубоком море, только амплитуда волны будет иметь другое значение.

В реальных условиях волны имеют конечную высоту, и поэтому это обстоятельство в ряде случаев необходимо учитывать. В на-

* Зависимость скорости распространения от длины волны (или частоты) называют дисперсией волн.

стоящее время теория волн конечной амплитуды достаточно хорошо разработана и помещенные в действующем СНиП 2.04.06—82 расчетные формулы для определения воздействия волн на гидротехнические сооружения разработаны на основании этой теории.

В зависимости от скорости ветра U_w, времени его действия t и длины пути (разгона) L_m*, на протяжении которого ветер питает волны энергией, высота волны от долей миллиметра может возрасти до 27...30 м. Однако такие значения высот волн наблюдаются чрезвычайно редко. Более часто крупные волны в океане имеют высоту 8,5...9,0 м.

В морях СССР наибольшие волны высотой 10...12 м наблюдаются в Беринговом, Охотском и Баренцевом морях, в Черном и Каспийском морях — 8...9 м.

На озерах и водохранилищах параметры ветровых волн значительно меньше и они круче, чем в океанах и морях, что связано с меньшими значениями волнообразующих факторов. Максимальные волны на озерах имеют высоту порядка 3 ... 4 м, иногда до 5...6 м (на Ладожском озере 5,8 м). Наиболее часто повторяются на крупных озерах волны с высотой 0,5...0,8 м, на мелких озерах — меньше 0,5 м. Крутизна волн на озерах составляет $^1/_{10}$ ... $^1/_{20}$ против крутизны в океанах и морях $^1/_{18}$ ... $^1/_{25}$. На водохранилищах волны еще меньше — их высота составляет 3...4 м, что наблюдается при озеровидной форме водохранилища. При вытянутой форме водохранилища, что наблюдается достаточно часто, значительные волны развиваются при ветре, дующем вдоль водохранилища.

Распространяясь с глубокой воды в сторону берега, волны вступают в прибрежную, мелководную зону водоема (которая представляет наибольший интерес с точки зрения инженерной практики), после чего начинается непрерывный процесс изменения всех характеристик волнения, получивший название трансформации волн на мелководье. Трехмерные волны с продвижением в сторону уменьшающихся глубин постепенно превращаются в двумерные. Поэтому на мелководье волны всегда имеют вид очень длинных, примерно параллельных друг другу гребней. Одновременно происходит изменение скорости распространения волн, формы профиля волны, ее высоты и длины, траекторий и скорости движения частиц воды и др. Характер и величина этих изменений зависят прежде всего от глубины воды и крутизны исходных волн; определенную роль играют шероховатость и проницаемость дна, направление и скорость ветра и течений.

При косом подходе волн относительно направления изобат, что обычно имеет место в реальных условиях, с уменьшением глубины происходят постоянное изменение направления распространения волн, искривление линии гребней и разворачивание

* V_w, t и L_m называют основными волнообразующими факторами.

их в сторону берега. Это явление, получившее название рефракции волн на мелководье, объясняется тем, что мористый участок гребня как бы обгоняет береговой участок, так как скорость распространения волны сокращается с уменьшением глубины воды. Явление рефракции существенно влияет на изменение параметров волнения. Так как на глубине $d=\lambda/2$ волновые движения практически затухают, то теоретически трансформация и рефракция волн начинается только при $d=\lambda/2$.

Во всех случаях при $d<\lambda/2$ траектории частиц с приближением ко дну сплющиваются и у дна совершают колебательные движения по отрезкам прямых, параллельных поверхности дна.

В соответствии с изменением внутренней структуры меняется и форма профиля волны при ее движении в сторону берега: крутизна переднего склона волны возрастает, крутизна заднего склона уменьшается; гребни волн укорачиваются и поднимаются относительно спокойного уровня на величину, составляющую 80% и более от общей высоты волны; ложбины волн выполаживаются и немного удлиняются.

При достижении верхней частью переднего склона волны, примерно вертикального положения, гребень волны теряет устойчивость и обрушивается и волна разрушается. Разрушение происходит в течение короткого отрезка времени и очень бурно с образованием аэрированной зоны — пенистого буруна — и сопровождается характерным шумом; при этом наблюдается интенсивное рассеивание энергии.

Глубина разрушения, или критическая глубина, зависит от крутизны, т. е. отношения $(h/\lambda)_d$, волны на глубокой воде, уклона дна, направления и силы ветра и течений и колеблется, по данным наблюдений, в достаточно широких пределах — от $d_{cr}=0{,}75\ h_{cr}$ до $d_{cr}=2{,}5\ h_{cr}$ и в исключительных случаях до $d_{cr}=6\ h_{cr}$. В среднем рекомендуется принимать $d_{cr}=(1{,}25...1{,}5)\ h_{cr}$, где h_{cr} — высота волны непосредственно перед разрушением.

Глубина разрушения возрастает с уменьшением крутизны волн на глубокой воде и увеличением уклона дна. В том же направлении действуют нагонный ветер и встречное течение, так как при этом возрастает крутизна волн и, следовательно, создаются условия для более раннего обрушения гребня.

Расчет параметров волн при их движении к берегу производится в соответствии со СНиП 2.06.04—82.

Кроме коротких ветровых волн наблюдаются длинные волны (см. выше). Длиные поступательные волны с небольшой амплитудой, вызванные действием внешних сил (изменением атмосферного давления, ветрового нагона, сейсмических явлений), распространяются после прекращения их действия как свободные волны от места возникновения к берегу и полностью от него отражаются. В результате интерференции падающей и отраженной волн образуются свободные стоячие волны, которые встречаются во всех природных водоемах. Они получили название сейш. Впер-

вые подобные волны были обнаружены швейцарским врачом Форелем в 1869 г. в Женевском озере. Изменения уровня, вызванные сейшами, достигают в некоторых случаях 2...3 м. Колебания скоростей течения при сейшах сдвинуты на четверть периода относительно колебаний уровня (высокому и низкому уровням соответствует нулевая скорость, а среднему положению уровня — максимальная).

Амплитуды сейш на озерах меньше, чем в морях, и составляют 20...30 см, редко 50 см (Аральское море). Так же как и в морях, сейши в озерах могут быть поперечными и продольными. Течения, которыми сопровождаются сейши, сильно влияют на формирование гидрологического и биологического режимов озера.

В водохранилищах, как правило, сейши не наблюдаются. Длинные волны в этом случае образуются при резком изменении режима работы гидроузла. Например, при увеличении сброса воды в нижний бьеф вверх по водохранилищу распространяется отрицательная волна. При остановке турбины вверх по водохранилищу будет распространяться положительная волна.

Течения. Поступательные перемещения водных масс называют течениями. Течения могут подразделяться: по продолжительности — на постоянные, временные и периодические; по силам, их вызвавшим: силы могут быть внешние — ветер, давление, приливообразующие силы Луны и Солнца — и внутренние, появляющиеся в силу неравномерного распределения плотности воды;

по расположению в толще воды — поверхностные и глубинные.

Под воздействием ветра в зависимости от времени его действия в верхнем слое водоема могут возникнуть постоянные течения — дрейфовые, создаваемые господствующими и длительными ветрами, и временные — ветровые, возникающие при временном и непродолжительном ветре.

Одновременно с приливно-отливными изменениями уровня наблюдается горизонтальное перемещение водных масс — периодические приливно-отливные течения, которые могут быть только в океанах и морях.

При повышении уровня в каком-то районе моря в силу различных причин (выпадения атмосферных осадков, сток рек, нагон и др.) возникают стоковые течения. При ветровом нагоне эти течения располагаются от поверхности воды до дна и их называют градиентными течениями. При неравномерном распределении плотности возникают плотностные течения, которые могут быть и поверхностными, и глубинными.

Наблюдающиеся в водоемах течения в действительности являются суммарным течением, образующимся в результате действия многих сил. Из всего многообразия течений наибольшее практическое значение имеют течения, вызванные ветром (постоянные и временные), и приливно-отливные в морях.

Современная теория ветровых течений позволяет построить картину океанских течений, весьма близкую к наблюдаемой в

действительности, и объяснить ряд явлений, остававшихся до сих пор неясными. Согласно основным положениям этой теории, необходимо учитывать распределение скоростей и направлений ветра над исследуемым водоемом, характер рельефа дна в этом водоеме, трение о дно, а также трение между движущимися и неподвижными массами воды.

Воздушный поток, двигаясь над поверхностью воды достаточно долго, не только вызывает образование волны, но и в силу трения между воздухом и водой вовлекает ее в поступательное движение. Образовавшееся течение под влиянием вращения Земли (сила Кориолиса) отклоняется от направления ветра на 45° вправо в Северном и влево в Южном полушарии. С глубиной вектор скорости ветрового течения уменьшается по величине и меняет свое направление, отклоняясь все более вправо (Северное полушарие).

На некоторой глубине D_τ, которую называют глубиной трения, течение противоположно поверхностному. Абсолютное значе-

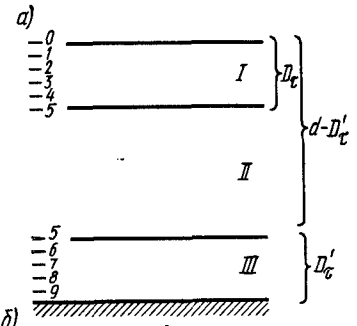


Рис. 2.6. Циркуляция вод под действием ветра у приглубого берега (нагон):
I ... III — зоны течения; *1 ... 9* — векторы скорости

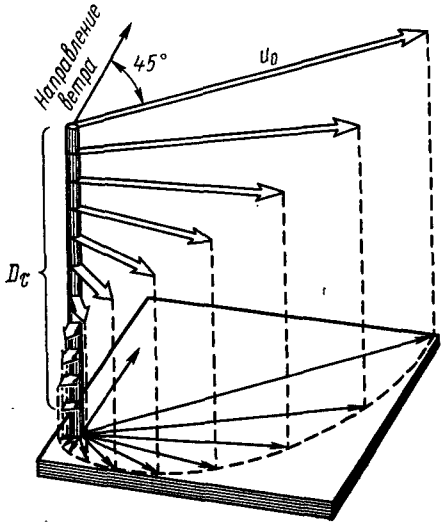
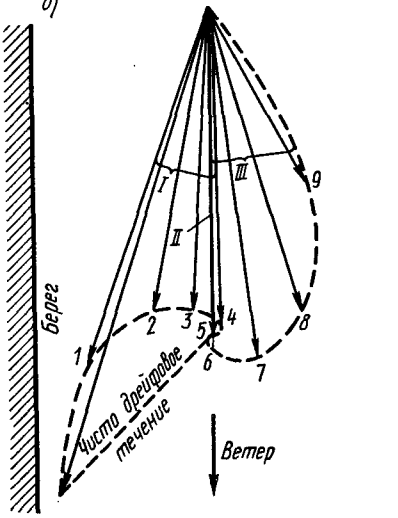


Рис. 2.5. Изменение с глубиной величины и направления скорости дрейфового течения на глубокой воде в Северном полушарии



ние скорости течения на этой глубине уменьшается по сравнению со скоростью на поверхности в 23 раза (рис. 2.5). Количество воды, переносимое по направлению ветра, оказывается равным нулю: какое количество воды перенесено в поверхностных слоях по направлению ветра, такое же количество в глубинных слоях перенесено обратно. Поток ветрового течения направлен перпендикулярно направлению ветра. В открытом водоеме (вдали от берега) при действии ветра явление нагона (или спона) отсутствует, так как нет препятствия; при наклоне поверхности водоема, вызванного другими причинами — выпадением осадков, изменением атмосферного давления и др.,— развивается.

В прибрежной зоне наблюдается две группы течений: течения глубокой воды (дрейфовые и градиентные) и течения, обязанные своим происхождением ветровому волнению. При большой глубине у берега и нагонном ветре уровень воды перекашивается и возбуждается градиентное течение (см. выше), которое будет направлено вдоль берега по всей толще воды до глубины начала влияния дна. Распространяясь до поверхности, глубинные течения в слое толщиной D_τ будут суммироваться с ветровым течением.

Таким образом, у приглубого берега и нагонном ветре (рис. 2.6) в поверхностном слое до глубины D_τ вода частично движется вдоль берега и частично нагоняется к берегу в соответствии с рис. 2.7; в придонном слое толщиной D_τ' вода частично движется вдоль берега и частично от берега (рис. 2.6), компенсируя нагон; в глубинном слое толщиной $d-(D_\tau+D_\tau')$ вода движется только вдоль берега (рис. 2.6).

Собственно волновое течение обусловлено наличием переносной скорости при волнении, о чем впервые указал Стокс в 1848 г. Значение и направление переносной скорости изменяются по глубине в зависимости от относительной глубины d/λ и могут быть направлены и в сторону берега, и в сторону моря одновременно в разных слоях. Можно представить циркуляцию воды в вертикальной плоскости для условий наклонного дна в пределах от глубины $d=0{,}5\ \lambda$ до последнего разрушения волн на пляже в виде схемы, изображенной на рис. 2.7.

Циркуляция в горизонтальной плоскости в мелководной прибрежной зоне развивается в результате возмущений подводного рельефа или волнового поля. При этом формируются замкнутые круговороты (циркуляционные ячейки), обеспечивающие водообмен между областью неразрушенных волн и прибойной зоной. Течение к берегу направлено в области мелей или высоких волн и в сторону моря на участке депрессий (впадин) и пониженных высот волн.

При косом подходе волн к берегу вектор скорости частиц воды имеет составляющие, направленные вдоль берега и перпендикулярно ему, что обусловливает формирование так называемого энергетического течения (вдоль берега) и образование нагона

воды у уреза. Скорость энергетического течения зависит от степени диссипации энергии волн, которая достигает своего максимума при разрушении гребня волны. Поэтому и максимальная скорость энергетического течения наблюдается в зоне разрушения волн и зависит от параметров волн в открытом море, рельефа дна и конфигурации берега. Вне зоны разрушения скорость энер-

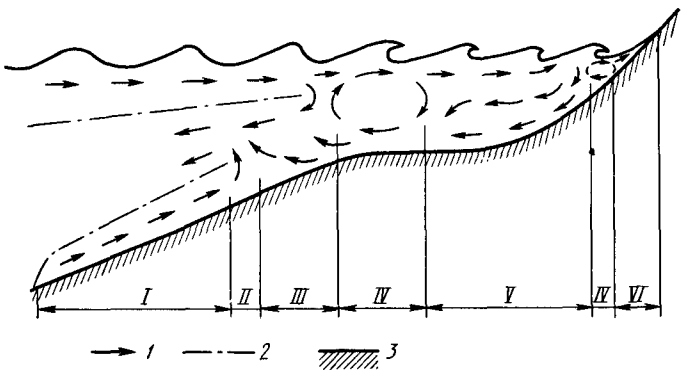


Рис. 2.7. Обобщенная схема циркуляции воды в береговой зоне:

I — зона донного переноса в сторону берега; *II* — зона конвергенции; *III* — зона донного переноса в сторону моря; *IV* — зона распределения волн; *V* — прибойная; *VI* — зоиа волноприбойиого потока; *1* — направление переноса масс воды; *2* — линия нулевой переносной скорости; *3* — линия диа

гетических течений убывает и в сторону берега, и в сторону моря.

Скапливающаяся в результате волнового нагона у берега вода может переноситься в море компенсационными течениями: разрывными и противотечениями.

В озерах и водохранилищах течения выражены значительно слабее. Как правило, постоянные (дрейфовые) течения в озерах, за исключением самых крупных, отсутствуют. Преобладают течения стоковые, временные ветровые и конвекционные как в горизонтальной, так и в вертикальной плоскостях.

Стоковые течения хорошо прослеживаются в озерах вблизи устьев и истоков рек и в водохранилищах в их верхней части (течения в затопленных руслах рек) и вблизи гидроузлов при открытии затворов или включении турбин. В последнем случае скорости течений достигают иногда порядка 1,0 м/с (Куйбышевское водохранилище). Ветровые течения в озерах и озеровидных водохранилищах отличаются непостоянством по величине и во времени, что связано с изменчивостью поля ветра, орографией и морфометрическими особенностями озер и водохранилищ. Обычно зависимости, разработанные для морей, оказываются мало пригодными для условий озер и водохранилищ, и в ряде случаев

приходится пользоваться эмпирическими связями, полученными для конкретных условий того или иного водоема.

В прибрежной части озер и озеровидных водохранилищ в принципе наблюдаются все виды течений, указанных выше для условий моря. Интенсивность различных течений неодинакова: слабо выражены разрывные течения, но в то же время энергетические вдольбереговые течения обладают значительными скоростями, иногда порядка 1,0...1,5 м/с.

2.3. КОЛЕБАНИЯ УРОВНЯ

Поверхность, нормальную в любой точке к направлению силы тяжести, называют уровенной поверхностью, которая является эквипотенциальной поверхностью. Такая поверхность, совпадающая с идеализированной поверхностью океана, где суммарный потенциал гравитационных сил Земли и ее атмосферы остается постоянным, получила название геоида. Фигура геоида отличается от эллипсоида вращения в силу неоднородного распределения масс внутри Земли.

Положение уровенной поверхности в какой-либо точке называют уровнем моря в данном месте.

На практике за средний уровень принимают среднее арифметическое значение высот уровней в данном месте над нулем поста, наблюдаемых за определенный промежуток времени. В зависимости от времени осреднения различают среднесуточные, среднемесячные, среднегодовые и средние многолетние уровни. Для получения надежных средних рекомендуется пользоваться ежечасным или четырехсрочными наблюдениями.

Кроме стационарных возмущений поверхность геоида испытывает и нестационарные возмущения, которые в фиксированной точке проявляются в виде колебаний уровня моря. Эти колебания могут быть периодическими, непериодическими и вековыми.

К периодическим колебаниям уровня относятся: приливно-отливные, метеорологические, колебания, происходящие в результате годового хода осадков, испарения и стока вод, и колебания, связанные с периодическим изменением направления ветра.

Непериодические колебания уровня вызываются случайными изменениями величины осадков, испарения и стока, действием ветра случайного направления, подводными землетрясениями и извержениями (в результате чего могут образоваться цунами), временными течениями, непериодическим изменением атмосферного давления, изменением плотности воды и другими причинами.

Изменение уровня при действии ветра связано со сгонно-нагонными явлениями, наблюдающимися в прибрежной зоне водоема. В мелких водоемах движение воды совпадает с направлением ветра. Если ветер дует в сторону берега, то в результате притока воды уровень у берега повышается — происходит нагон воды; при

направлении ветра от берега происходит понижение уровня — наблюдается сгон воды. Величина сгонно-нагонных колебаний зависит от местных условий, в частности от рельефа дна и конфигурации береговой линии. Наибольшие колебания уровня при сгонно-нагонных явлениях наблюдаются у отмелых берегов, в длинных сужающихся заливах, узких проливах и устьях рек.

Непериодическое изменение различных факторов и главным образом атмосферного давления над водоемом вызывает при определенных условиях колебания уровня в результате образования сейш (см. выше).

Движение барической системы над невозмущенной поверхностью водоема вызывает динамические изменения уровня, которые, как показывают расчеты, значительно больше статических.

Обычно изменение уровня происходит в результате совместного действия указанных факторов, что объясняется их взаимообусловленностью и взаимосвязанностью. Особенно большое изменение уровня происходит при совпадении по фазе сгонно-нагонных колебаний и метеорологических колебаний, если еще к тому же период последних совпадает с периодом собственных колебаний водоема (сейшами). Именно этими причинами объясняются наводнения в Ленинграде, когда повышение уровня относительно нуля Кронштадтского футштока достигало 382 см (в 1924 г.) и 424 см (в 1824 г.).

2.4. ЛЕДОВЫЙ РЕЖИМ

Классификация природных льдов. Наиболее общей является классификация, предложенная И. С. Песчанским, которая выделяет восемь классов льдов: атмосферные льды (снег, иней, град, гололед), поверхностные льды акваторий, покрывающие в зимнее время океаны, моря, озера, реки и небольшие водоемы, внутриводные льды — скопление первичных ледяных кристаллов, образующихся в толще воды и на дне водоема (донный лед), сюда же относится шуга — всплывший на поверхность или занесенный внутрь потока внутриводный лед в виде комьев различных форм и размеров; материковые льды — различного типа ледники; льды многолетней мерзлоты; погребенные льды; льды особых образований, например наледи, жильные льды, льды из пены и брызг; льды, искусственно созданные человеком. С точки зрения гидротехники наибольший интерес представляют льды второго класса, куда относятся кроме речных и озерных льды морские. Классифицировать льды можно по различным признакам.

По своему происхождению льды делятся на морские и пресноводные (речные, озерные и глетчерные).

Морские льды, в свою очередь, делятся на неподвижные и плавучие льды. Основной формой неподвижных льдов является припай — сплошной ледяной покров, связанный с берегом, иногда шириной до нескольких десятков километров. Начальной формой

припая является ледяной заберег, если припай не образован принесенным льдом.

По классификации, учитывающей условия образования и кристаллическое строение льдов, они разделяются на четыре группы: группа А — льды в сильно распресненных водоемах ($S<2‰$); группа Б — льды в солоноватых водоемах ($S<24{,}7‰$); группа В — льды морских водоемов ($S>24{,}7‰$); группа Г — льды, образующиеся в результате метаморфического преобразования. По условиям образования выделяются: конжеляционный лед, образующийся при кристаллизации воды без включения элементов внутриводного льда; конжеляционно-внутриводный лед, образовавшийся при смерзании внутриводного льда; водноснежный лед, шуговой лед, инфильтрационный водно-снеговой лед, образующийся при излиянии воды через трещины в ледяном покрове, и др.

По кристаллическому строению выделяются три типа льдов: призматический, волокнистый и зернистый. Первые два типа характерны только для конжеляционных льдов, третий тип может наблюдаться как у конжеляционных льдов, так и у других видов льдов. Обычно ледяной покров не состоит целиком из льда какой-то определенной структуры. В зависимости от условий льдообразования в толще льда происходит либо плавный, либо скачкообразный переход от одной структуры к другой.

Призматический тип наиболее распространен в распресненных водоемах с изотермическим режимом, волокнистый — в морских водоемах при гомотермическом режиме.

При призматической структуре льда развитие кристаллов происходит главным образом в направлении оптических осей. Кристаллы имеют вид призм, усеченных пирамид, шестиков, игл и т. д. Кристаллы располагаются вертикально. Размеры кристаллов крупные. Форма кристаллов в распресненных водоемах правильная. В более соленых водоемах с менее устойчивой стратификацией форма кристаллов неправильная.

Для льда волокнистой структуры характерен рост кристаллов по вертикали, в направлении одной из побочных осей, совпадающей с направлением температурного градиента. Оптические оси кристаллов горизонтальны. Кристаллы волокнистого типа состоят из большого числа ледяных пластинок (волокон) толщиной 0,6...1,2 мм.

Размеры кристаллов меняются от 3...10 до 90...100 мм в поперечном разрезе и достигают иногда 1...2 м по вертикали.

По размеру различают микрозернистые кристаллы (0,05...0,1 см), мелкозернистые (0,1...0,5 см), среднезернистые (0,5...1,0 см) и крупнозернистые ($>1{,}0$ см).

Направление роста кристаллов и их форма, а следовательно, и структура льда зависят от условий льдообразования, т. е. от внешних условий.

При отсутствии волнения и течений и постоянной разнице тем-

пературы воды и воздуха образуется лед с кристаллами, развитыми в вертикальном направлении. При интенсивном перемешивании и быстром понижении температуры воздуха образуется лед с кристаллами изометрической неправильной формы.

В природе чаще имеет место лед смешанного строения, так как условия образования льда весьма различны, а кроме того, во льдах непрерывно происходят механические, термические и иные процессы.

Образование и разрушение льда. Образование льда как в пресной, так и в морской воде может начаться при условии сильной потери тепла водой, некоторого небольшого (в природных условиях от сотых долей до нескольких градусов) предварительного переохлаждения воды относительно точки замерзания и наличия в воде зародышей (ядер кристаллизации) в виде комплексов молекул, частиц пыли, снежинок, кристаллов льда и т. п.

Однако процессы льдообразования в пресной и морской воде происходят неодинаково из-за различия их химических и физических свойств. Так как пресная вода имеет наибольшую плотность при 4°С, то в пресноводном бассейне, после того как вода охладилась до 4°С, дальнейшее охлаждение идет очень быстро. Вода в поверхностном слое становится легче нижележащих вод, что затрудняет перемешивание, а следовательно, и поднятие на поверхность более теплых масс воды с глубины.

Температура наибольшей плотности t_ρ и температура замерзания морской воды t_{fr} с увеличением солености понижаются, изменяясь практически линейно (рис. 2.8). При солености 24,7‰ обе температуры становятся одинаковыми и равными —1,33°С. Воды, соленость которых меньше 24,7‰, называют солоноватыми, и их замерзание происходит примерно также, как пресной воды. Температура наибольшей плотности морской воды, соленость которой больше 24,7‰, остается всегда ниже температуры замерзания. Поэтому до самого момента замерзания плотность морской воды с понижением температуры увеличивается и верхние охлажденные слои воды опускаются вниз; на поверхность поднимаются менее плотные и более теплые воды, что затрудняет льдообразование в морской воде. Этому же способствует и более низкая по сравнению с пресной водой температура замерзания морской воды. После того как процесс льдообразования уже начался, происходит осолонение поверхностного слоя воды, так как лишь относительно небольшая часть солей, растворенных в морской воде, вмерзает в лед в виде твердо-

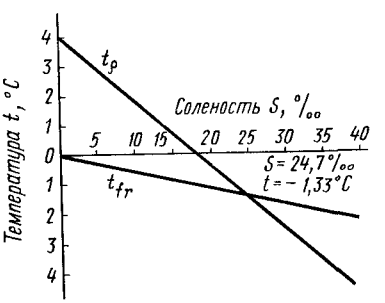


Рис. 2.8. Зависимость температуры наибольшей плотности воды (t_ρ) и температуры замерзания (t_{fr}) морской воды от солености

го осадка или рассола, большая же их часть стекает с рассолом в воду. В результате плотность поверхностных слоев увеличивается и они опускаются вниз, а к поверхности поднимаются опять более теплые воды, замедляя тем самым процесс льдообразования. Наличие течений и волнений, способствующих перемешиванию вод, затрудняет процесс льдообразования. Таким образом, лед представляет собой своеобразный конгломерат, состоящий из смерзшихся кристаллов пресного льда, рассола, заключенного в ячейках между кристаллами, и включений из газовых пузырьков. После того как образовался сплошной ледяной покров, потеря тепла водой сильно затрудняется и определяется теплопроводностью льда. Увеличение толщины льда происходит относительно медленно, и поэтому нарастающий снизу лед имеет почти правильную вертикальную ориентацию кристаллов и более прозрачен, чем в вышележащих слоях, так как образующийся рассол успевает стечь между кристаллами в воду.

Таяние льда начинается при переходе температуры через 0°С, прежде всего там, где снег или лед несколько загрязнены, так как это способствует большему поглощению тепла. Лед с белой поверхностью отражает до 50% лучистой энергии, свежевыпавший снег на льду — до 88%.

С началом таяния верхний слой снега пропитывается водой, на его поверхности образуются лужи-снежницы. Если наступает похолодание, то на снегу и на снежницах образуется ледяная корка, которая препятствует выделению тепла в атмосферу и, подобно стеклам в парнике, обусловливает накопление тепла водой. При новом повышении температуры развивающиеся снежницы ускоряют таяние льда, так как вода является хорошим аккумулятором тепла. Под водой лед протаивает, образуются сквозные отверстия (проталины), через которые вода стекает вниз и лед обсыхает.

При дальнейшем повышении температуры происходит интенсивное поглощение льдом тепла, появляется все большее число проталин, образуются трещины, которые, расширяясь, превращаются в пространства открытой воды, появляется возможность образования волнения. При волнении вода заплескивается на лед, размывает и крошит его; лед превращается в ледяную кашу, затем в отдельные кристаллы и, наконец, исчезает.

В озерах и водохранилищах ледостав и очищение от льда наблюдается обычно несколько позже, чем в реках. На малых озерах и водохранилищах этот разрыв может составлять 10...15 дней, на крупных — значительно больше. Иногда период ледостава, особенно крупных озер, затягивается на 2...3 месяца.

На водохранилищах лед образуется на мелководье и в зоне выклинивания подпора раньше, а в приплотинной части позже, чем на реках этой климатической зоны. По мере сработки водохранилищ лед оседает на дно у берегов и на мелководье. При

этом лед деформируется и трескается, через трещины выступает поверх льда вода и замерзает. Весной этот осевший лед частично всплывает с повышением уровня, частично тает на берегу.

ГЛАВА 3

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РЕКАХ

3.1. РЕКА, ЕЕ ПРИТОКИ, РЕЧНАЯ СИСТЕМА

Атмосферные осадки, выпадающие на поверхность суши, стекают по склонам в виде временных потоков, накапливаются в углублениях рельефа, питают подземные воды при просачивании в почвы и грунты, образуют скопления льда и снега. Временные потоки, сливаясь вместе, дают начало постоянным потокам — сначала ручьям, малым рекам, а затем средним и большим рекам. Водный поток сравнительно больших размеров, как правило, постоянный, текущий в разработанном им русле и питающийся за счет поверхностного и подземного стока, называют рекой. Река, впадающая в океан, море или озеро, называется главной рекой. Реки, впадающие в главную реку, носят название притоков. Различают притоки различных порядков. Реки, впадающие в главную реку, являются притоками первого порядка, притоки рек первого порядка называются притоками второго порядка и т. д. Такое деление приводит к тому, что и мелкие реки, и крупные водные потоки попадают в один класс.

В настоящее время иногда применяют классификацию американского гидролога Хортона. По этой классификации рекой первого порядка считается река, не имеющая притоков, реки, принимающие в себя притоки первого порядка, называют притоками второго порядка и т. д. вплоть до главной реки, которую относят к самому высшему порядку. Следовательно, чем выше номер главной реки, тем более сложный характер носит речная система реки. При такой нумерации класс реки может рассматриваться как количественная характеристика степени разветвленности речной системы.

Речной системой называют совокупность всех рек какой-либо территории, сливающихся вместе и выносящих воды через главную реку в океан, море или озеро (рис. 3.1).

Совокупность всех рек, находящихся в пределах какой-либо территории, называют речной сетью. Речная сеть является элементом гидрографической сети, включающей в себя помимо рек озера, болота, балки, овраги на данной территории, а также искусственные каналы и водохранилища.

Место начала реки, с которого она определяется в виде постоянного потока, называют истоком. В случае образования крупной реки в результате слияния двух рек разного названия за ее

начало нередко принимают место их слияния. Тогда гидрографической длиной реки является сумма длин основной реки и той из ее образующих, исток которой наиболее удален от места слияния. Положение истоков некоторых рек часто носит условный характер. Нередко равнинные реки начинают свое течение из болот, в этом случае за исток принимается точка, с которой появляется открытый поток с постоянным руслом. Многие реки берут начало из озер, тогда за исток принимается урез воды в озере в период межени; эта линия не является определенной, так как уровень озер подвержен колебаниям в многолетнем разрезе. В горных районах реки берут начало из ледников, в этом случае истоком считается место выхода речного потока из-под ледника. Зачастую истоком рек служат ключи и родники.

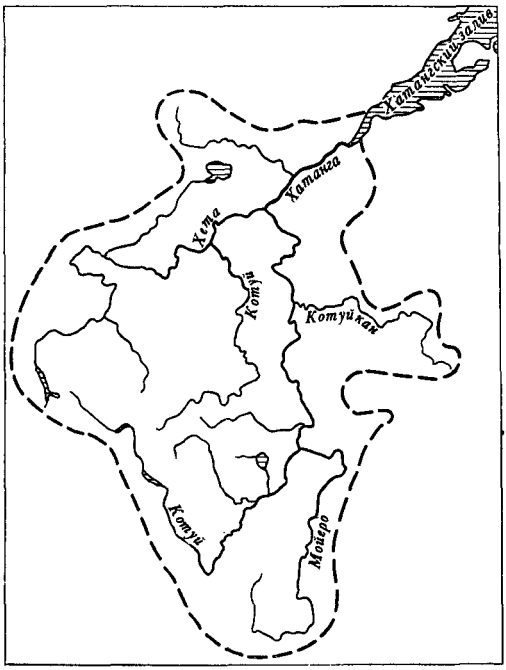


Рис. 3.1. Речная система р. Хатанги

По длине реки можно разделить на три участка, имеющих более или менее общие черты для разных рек: верхний, средний и нижний. На верхнем участке, характеризующемся обычно большими уклонами и, как следствие последних, значительными скоростями, реки, как часто говорят, находятся в «стадии молодости», энергично разрабатывая свое русло и вынося продукты размыва (наносы) на нижерасположенный участок реки. Средний участок представляет для рек «стадию зрелости»: эрозионная деятельность потока ослабевает, русла имеют умеренные уклоны, скорости течения уменьшаются. Здесь часто устанавливается равновесие между наносами, поступающими на участок, и наносами, уносимыми вниз по течению. На нижнем участке «на стадии старости» происходит аккумуляция продуктов размыва, поступивших с двух верхних участков. Здесь уклоны реки небольшие, течение слабое, берега низменные, устойчивые и слабо размываемые.

Место впадения реки в океан, море, озеро или другую реку называют устьем. Устьем считают также место, в котором воды реки полностью растекаются по поверхности суши, расходуясь

на испарение и отчасти фильтрацию в почву, или полностью разбираются на орошение, водоснабжение и т. п. В этом случае устье называют «слепым». Карстовые реки, переходящие в подземные, обычно устьев не имеют.

В случае впадения реки в другую реку происходит слияние двух водотоков, тогда как при впадении реки в море образуется переходная зона, на протяжении которой гидрологический режим, свойственный реке, переходит в морской. Различают две основные формы сопряжения речных потоков с морем: дельта и эстуарий. Дельтой называют форму устья реки, которая чаще всего образуется на мелководных участках моря или озера при впадении в них рек, транспортирующих большое количество наносов (рис. 3.2, *а*). Для дельты характерно многорукавное, часто веерообразное русло, формирующееся в собственных отложениях. При этом в пределах устьевой области реки на мелководной зоне вследствие отложения речных наносов часто образуются устьевые бары (острова), имеющие форму вала с изогнутым очертанием в плане. При незначительном содержании в реке наносов устье имеет форму эстуария — воронкообразно расширенного устья реки в виде морского залива (рис. 3.2, *б*).

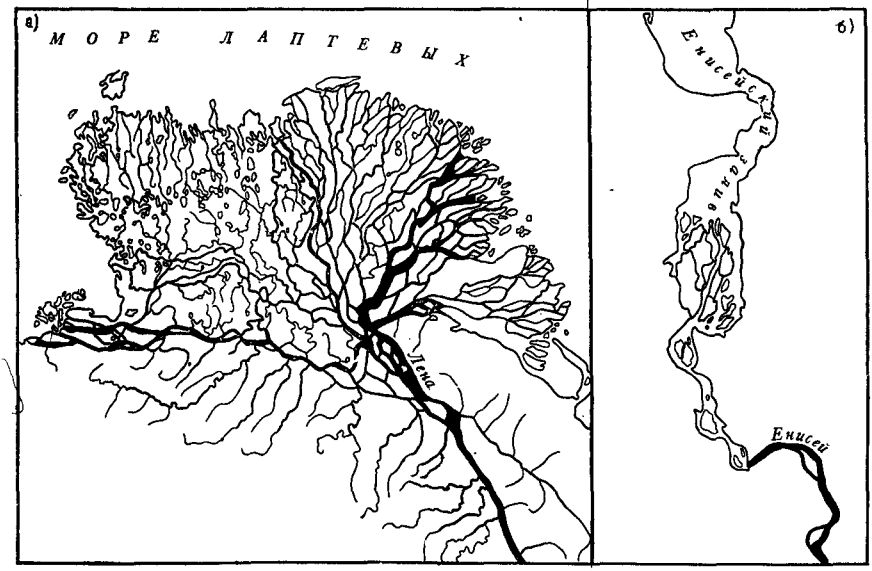


Рис. 3.2. Формы устьев рек:
а — дельта; *б* — эстуарий

Основными характеристиками речной системы являются протяженность рек, их извилистость и густота речной сети.

Расстояние от истока реки до ее устья (км) называют длиной реки. Суммарную длину всех рек, составляющих данную систему, называют ее протяженностью.

Река в плане всегда имеет извилистые очертания, определяющиеся ее водным режимом, рельефом местности, геологическим строением долины, характером почв и грунтов. Степень извилистости характеризуется коэффициентом извилистости (рис. 3.3), т. е. отношением длины реки L, измеренной на карте (обычно крупномасштабной до 1:100 000 включительно), к длине прямой l, соединяющей исток и устье: $k_{wind}=L/l$. Река на своем протяжении может иметь различную извилистость, поэтому этот коэффициент определяется для отдельных участков реки.

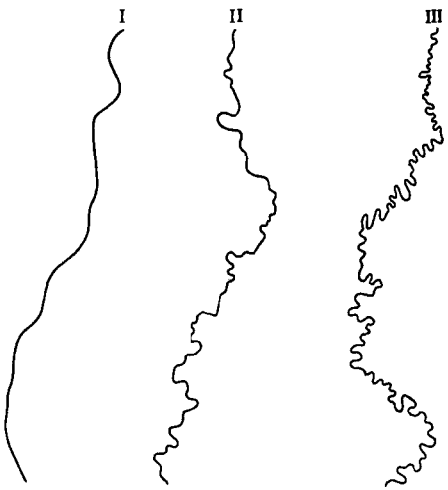


Рис. 3.3. Примеры извилистости рек
Коэффициент извилистости: *I* — 1,0; *II* — 1,2; *III* — 1,5

Важнейшим гидрологическим элементом, характеризующим степень обводненности территории, является густота речной сети. Речная сеть имеет различную разветвленность, зависящую от рельефа местности, климата, характера грунтов и растительного покрова. Коэффициент густоты речной сети k_{den} (км/км^2) определяется отношением суммы длин всех рек бассейна данной реки (включая и пересыхающие) к площади бассейна F: $k_{den}=\Sigma L/F$.

Речная сеть распределена по территории СССР неравномерно, соответственно и густота речной сети меняется от 0 в пустынях Средней Азии до 1,5...2,0 км/км^2 на Кавказе и в Карпатах.

3.2. РЕЧНОЙ БАССЕЙН

Бассейном называют часть земной территории, с которой вода по поверхности и подземным путем стекает в отдельную реку. Бассейн реки определяют до устьевого створа или любого створа по длине реки. Границами бассейна служат поверхностный и подземный водоразделы. Поверхностная водораздельная линия проводится по наивысшим точкам местности, ограничивая участок земной поверхности, поверхностный сток с которой идет в данную реку. Подземный водосбор образуют толщи почвогрунтов, из которых вода поступает в реку. В природе поверхностный и подземный водосборы чаще не совпадают, однако это несовпадение

уменьшается с возрастанием площади бассейна. При гидрологических расчетах обычно за размер речного бассейна принимают площадь поверхностного водосбора.

Различают морфометрические и физико-географические характеристики бассейнов. Морфометрические показатели характеризуют параметры формы речного водосбора. К ним относятся коэффициент развития водораздельной линии, площадь, длина, средняя ширина, средний уклон, средняя высота и др.

Отношение длины водораздельной линии L_w к длине окружности круга, имеющего площадь, равную площади бассейна F, называют коэффициентом развития водораздельной линии

$$k_w = L_w/(2\pi\sqrt{F/\pi}) = L_w/(2\sqrt{\pi F}) = 0{,}28L_w/\sqrt{F}.$$

Величина k_w всегда больше единицы. Для бассейнов рек на территории Европы коэффициент k_w изменяется в пределах 1,3...2,6.

Площадь бассейна определяется как площадь горизонтальной проекции территории, ограниченной поверхностным водоразделом.

Длиной бассейна L_b называют расстояние по прямой от замыкающего створа или устья главной реки до самой удаленной точки бассейна. При изогнутой форме бассейна прямая заменяется ломаной, каждый отрезок которой повторяет главные изгибы русла. Средняя ширина бассейна (м) равна площади бассейна, деленной на его длину: $B_b = F/L_b$.

Наибольшая ширина бассейна определяется по прямой, нормальной к линии, по которой находили его длину (оси бассейна), в наиболее широком месте.

Средний уклон бассейна определяют по картам планиметрированием частных площадей между горизонталями. Средний уклон между горизонталями i_i равен отношению разности отметок горизонталей ΔH_i к среднему горизонтальному проложению между ними b_i, $i_i = \Delta H_i/b_i$. Средний уклон всей поверхности бассейна $i_{b,m}$ вычисляют как средневзвешенное из значений уклонов частных площадей между горизонталями:

$$i_{b,m} = \frac{1}{F}\sum_{i=1}^{i=n} i_i f_i = \frac{i_1 f_1 + i_2 f_2 + \ldots + i_n f_n}{F},$$

где F — площадь бассейна, равная сумме частных площадей.

К физико-географическим характеристикам бассейна относятся: географическое положение (географические координаты, близость к океанам, морям, пустыням, расположение относительно горных систем), рельеф водосбора (уклоны поверхности земли), климатические условия, геологическое строение, почвенный и растительный покров, промерзание почвогрунтов, залесенность, озерность, заболоченность, наличие ледников.

3.3. РЕЧНАЯ ДОЛИНА И РУСЛО

Реки текут в узких, вытянутых в длину, обычно извилистых пониженных формах рельефа, характеризующихся общим наклоном дна, образованного деятельностью текущей воды. Эти углубления земной коры называют долинами. Основными элементами поперечного профиля зрелой речной долины являются русло в период межени (низких расходов), правобережная и левобережная поймы, склоны долины, террасы и др. (рис. 3.4).

Русло — наиболее пониженная часть долины, выработанная речным потоком, по которой осуществляются перемещение большей части донных наносов, транспортируемых рекой, и сток воды в междупаводочные периоды. Речное русло имеет четко выраженные границы, определенные берегами и бровками русла. Грунтовый состав дна русла сравнительно однороден.

Часть дна долины, которая затапливается в периоды высокой водности, носит название поймы. В поперечном сечении поймы выделяют прирусловую (более повышенную), центральную (не-

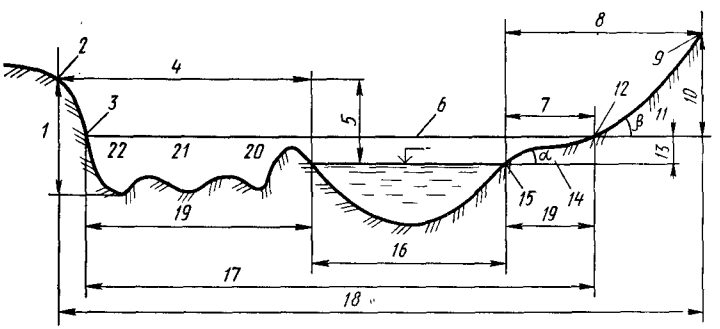


Рис. 3.4. Схема поперечного профиля долины реки:

1 — превышение берега; *2* — бровка левого берега долины; *3* — урез воды; *4* — левый берег; *5* — глубина долины; *6* — уровень половодья; *7* — ширина поймы правого берега; *8* — правый берег; *9* — бровка правого берега; *10* — высота склона; *11* — крутизна склона β; *12* — подошва склона; *13* — высота берега; *14* — крутизна берега α; *15* — урез воды; *16* — ширина реки в межень; *17* — ширина реки в половодье; *18* — ширина долины; *19* — ширина поймы левого берега; *20* — прирусловая часть поймы; *21* — центральная часть поймы; *22* — притеррасная часть поймы

сколько более низкую и ровную) и притеррасную (наиболее пониженную) части. Формирование поймы связано с внутригодовыми изменениями водности реки — с прохождением половодья и паводков, несущих большое количество наносов. Различают поймы двусторонние, располагающиеся по обе стороны от русла; односторонние, когда русло потока прижато к одному из склонов долины, и чередующиеся, т. е. расположенные попеременно то с левой, то с правой стороны. У поймы нет четких границ, что является следствием постоянного изменения высоты половодья и

паводков. Рельеф поймы характеризуется значительной расчлененностью. Поверхность поймы покрыта характерной травяной, кустарниковой или даже лесной растительностью.

При понижении базиса эрозии (поверхности, на уровне которой водный поток теряет свою живую силу и ниже которой он не может углубить свое русло) или понижении уровня моря уклон на нижнем участке увеличивается, река снова начинает углублять свое русло, при этом на некоторой высоте над дном долины образуются горизонтальные площадки, называемые террасами. Пойма представляет собой нижнюю террасу. Линию пересечения склонов долины с поверхностью прилегающей территории называют бровкой. Линия, соединяющая наиболее глубокие точки речной долины, носит название тальвега.

Размеры долины и русла каждой реки находятся в тесной связи с величиной ее стока и гидрологическим режимом.

Размеры долин, их очертания и происхождение могут быть весьма различными. Обычно речные долины имеют извилистую форму в плане и меняются по ширине: наблюдается чередование расширений с более или менее резкими сужениями, что обусловливается наличием пород различного состава и их различной сопротивляемостью размыву текущей водой. Образование и развитие речных долин практически всегда связано с работой текущей воды, но в ряде случаев структура долин определяется в большей или меньшей мере совместным действием проточной воды и геологическими факторами. В зависимости от того, какой фактор являлся более существенным в процессе формирования долины, их подразделяют на следующие типы: эрозионные, образованные исключительно благодаря деятельности проточной воды; тектонические, сформированные под влиянием горно-образовательных процессов; вулканические, образованные вследствие вулканических процессов; ледниковые, отражающие в своей морфологии воздействие двигавшихся ледников.

В зависимости от геологического возраста и характера горных пород различен и характер поперечного профиля речных долин. Сравнительно мало разработанные молодые, чаще всего свойственные горным районам, речные долины имеют поперечный профиль с отвесными вертикальными стенками и узким дном. Дно и берега их сложены трудноразрушающимися скальными породами. Долины подобного типа называют щелями, каньонами или ущельями. В равнинных районах, сложенных сравнительно легко размываемыми породами, чаще встречаются трапециевидные формы речных долин. Такие долины имеют широкое плоское дно с вогнутыми склонами, выполаживающимися к тальвегу. В природе встречается множество промежуточных форм речных долин в зависимости от конкретных условий происхождения и развития.

Размеры и формы русл равнинных рек разнообразны, они определяются водностью потока, размывающего грунты долины,

особенностями рельефа и характера пород, слагающих русло. Линию пересечения поверхности воды в русле с берегом называют урезом воды. На реке различают урезы левого и правого берегов. В равнинных условиях русла практически всех рек, за исключением очень крупных, имеют криволинейные плановые очертания, при этом различают гидрографическую и орографическую извилистости. Гидрографическая извилистость возникает вследствие размывающей деятельности потока в пределах дна долины. Возникающие при этом свободные изгибы потока называют меандрами (по названию очень извилистой реки в Древней Греции), а процесс их образования — процессом меандрирования. Извилистость, обусловленная приспособлением потока к извилинам долины (вынужденные изгибы), называют орографической. Гидрографическая извилистость характерна для рек, долины которых сложены легкоразмываемыми мягкими грунтами, орографическая отличает реки, текущие в долинах с трудноразмываемыми породами. Во всех случаях независимо от того, какие окончательные формы в плане принимает речное русло в процессе своего развития, характерным является преобладание извилистых участков над прямолинейными.

В связи с извилистостью закономерно изменяются по длине реки и глубины воды. Речное русло состоит из плесов (глубоководных участков на изгибах) и перекатов (мелководных участков) (рис. 3.5). Линия, идущая по наибольшим глубинам в речном русле, носит название фарватера. На плесах она прижимается

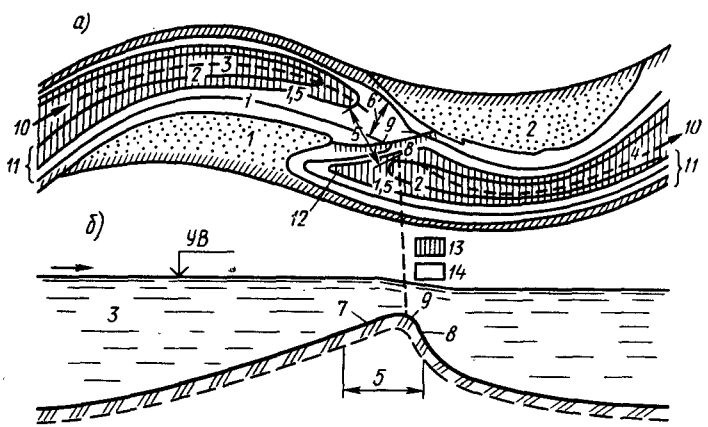


Рис. 3.5. Морфологические элементы участка реки плес — перекат:

а — план; *б* — продольный профиль по фарватеру и поперечные профили русла; *1* — верхняя коса (пески); *2* — нижняя коса (пески); *3* — верхняя плесовая лощина; *4* — то же, нижняя; *5* — седловина; *6* — корыто; *7* — напорный скат; *8* — подвалье; *9* — гребень (вал); *10* — фарфатер; *11* — изобаты; *12* — затонская часть нижней плесовой лощины; *13* — глубина проектная и более; *14* — глубина менее проектной

к вогнутым берегам, перемещаясь на перекатах от одного берега к другому. Форма поперечных сечений русла на плесах и перекатах различна.

При определении объемов воды в реках, количества наносов и других гидравлических элементов возникает необходимость в определении морфологических характеристик русла. Основой для их получения являются поперечные профили и план русла реки в горизонталях или изобатах. Последние представляют собой линии, соединяющие точки с равными глубинами, отсчитываемыми от поверхности воды. Если известна отметка поверхности воды в период производства промеров глубин, то нетрудно подсчитать отметки дна в каждой промерной точке и перестроить план русла в изобатах в план в горизонталях.

Сечение потока плоскостью, перпендикулярной динамической оси потока (линии на плане реки, в каждой точке которой скорость течения воды имеет наибольшее значение в живых сечениях), называют водным сечением потока. Оно ограничено снизу дном, с боков — берегами русла, а сверху — линией горизонта воды. При наличии ледяного покрова верхней границей водного сечения служит нижняя граница льда. Различают живое водное сечение и мертвое пространство. Часть площади сечения, в которой можно мерить скорости течения, называют живым сечением. Участки, на которых значение скорости меньше того, которое можно измерить, что наблюдается обычно у берегов, заросших растительностью, называют мертвыми пространствами. Площадь водного сечения зависит от уровня воды в реке. Уровень воды — высота поверхности воды, отсчитываемая относительно некоторой постоянной плоскости сравнения. Каждому уровню воды в реке соответствует свое водное сечение.

Основными морфологическими характеристиками живого сечения являются ширина, площадь, средняя глубина, смоченный периметр и гидравлический радиус.

Шириной живого сечения B_r называют расстояние между урезами правого и левого берегов. Каждому наполнению русла соответствует своя ширина реки. Поэтому изменение ширины может быть представлено в зависимости от уровня: $B_r = B_r(H)$

Площадь живого сечения ω_r с возрастанием уровня воды также увеличивается: следовательно, $\omega_r = \omega_r(H)$.

Средняя глубина живого сечения $d_{r,m} = \omega_r / B_r$.

Иногда в качестве дополнительной морфологической характеристики определяют максимальную глубину русла $d_{r\,max}$ по поперечному профилю реки.

Смоченный периметр χ представляет собой длину подводного контура поперечного сечения, т. е. длину линии дна между урезами. При увеличении смоченного периметра возрастает сопротивление, оказываемое руслом движущейся жидкости за счет трения о ложе.

Гидравлический радиус $R_r = \omega_r/\chi$.

Для речных русл равнинных рек при их значительной ширине разница между смоченным периметром и шириной русла всегда очень мала, поэтому в расчетах смоченный периметр можно заменить шириной русла по урезу, а вместо гидравлического радиуса часто используют среднюю глубину.

Форма поперечного сечения русла характеризуется зависимостью между шириной русла и его наибольшей глубиной. Наиболее упорядоченное движение воды в русле обеспечивается при параболическом очертании его поперечного сечения. Наличие резких углублений или выступов дна создает застойные зоны.

Шероховатость русла обусловливается наличием неровностей на дне и берегах русла, оказывающих повышенное сопротивление течению воды. Различают абсолютную и относительную шероховатость. Среднюю высоту выступов над средней линией дна называют абсолютной шероховатостью Δ. Отношение абсолютной шероховатости Δ к средней глубине потока $d_{r,m}$ на данном участке реки называют относительной шероховатостью. Шероховатость русла речного потока определяется характером грунтов, слагающих дно и пойму, степенью развития донных гряд, характером растительности в меженном русле и на пойме, загроможденностью русла обломками камней, упавшими деревьями и др. Для количественной оценки шероховатости применяют коэффициент шероховатости, устанавливаемый по специальной шкале. Увеличение шероховатости вызывает уменьшение скорости потока как в русле, так и на пойме.

3.4. ПРОДОЛЬНЫЙ ПРОФИЛЬ РЕКИ, ПОПЕРЕЧНЫЙ УКЛОН

Графическое изображение продольного вертикального разреза русла по линии фарватера или по его средней линии с указанием высотного положения свободной поверхности в межень или половодье и линии дна при движении от истока к устью называют продольным профилем реки. Высота рассматриваемых точек берется над какой-либо плоскостью сравнения, например над уровнем моря. Пусть h_1 и h_2 — отметки поверхности воды (дна) в начале и в конце рассматриваемого участка реки (рис. 3.6). Разность (м) указанных отметок $\Delta h = h_1 - h_2$, взятую с обратным знаком, называют падением свободной поверхности (дна) на выделенном участке реки. Отношение падения Δh к длине данного участка реки определяет уклон поверхности воды (дна). Чаще всего уклон выражают в виде десятичной дроби или в промилле (‰), что означает падение, выраженное в тысячных долях от длины участка. Например, если падение на расстоянии 2 км равно 1 м, то уклон равен $1:2000 = 0{,}0005$ или 0,5‰. Уклоны поверхности воды и дна на одном и том же участке реки, как правило, не совпадают.

Продольный профиль водной поверхности изменяется в зависимости от наполнения русла и прохождения половодья и паводков. При построении продольного профиля поверхности воды обычно используются меженные уровни. Этот профиль повторяет сглаженный профиль дна. Иногда строится мгновенное положение свободной поверхности воды одного паводка. Продольные про-

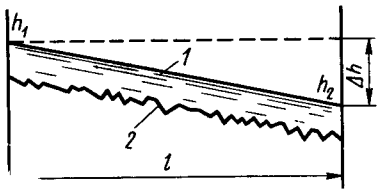


Рис. 3.6. Продольный профиль участка реки:

1 — поверхность воды; *2* — дно реки; h_1 и h_2 — отметки поверхности воды (дна); *l* — длина участка реки

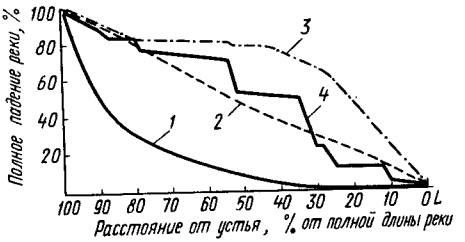


Рис. 3.7. Отиосительные профили рек (по С. В. Григорьеву):

1 — профиль равновесия; *2* — прямолинейный; *3* — сбросовый; *4* — ступенчатый

фили отдельных рек различаются по форме в соответствии с уклонами и рельефом дна долины, характера грунтов и т. д.

В соответствии с характером распределения падения и уклонов по длине реки существует четыре основных типа продольных профилей рек (рис. 3.7).

Плавновогнутый профиль, или профиль равновесия, встречающийся чаще всего, характеризуется вогнутой кривой, более крутой в истоках реки и пологой ближе к устью; наиболее типичен для рек равнинных районов с однообразными, легко размываемыми грунтами, но присущ и рекам горных систем складчатого типа (например, профили рек Риони, Вахш).

Прямолинейный профиль, наблюдаемый чаще всего на малых равнинных реках, характеризуется равномерными уклонами на всем протяжении реки. Близкий к прямолинейному профиль имеет река Кама.

Сбросовый профиль, имеет вид выпуклой параболической кривой с малым падением в верховьях и большим в нижнем течении реки. Подобный профиль характерен лишь для рек Карелии и Кольского полуострова.

Ступенчатый профиль отличается чередованием участков с малым и сосредоточенным падением, встречается на реках, русло которых сложено трудно размываемыми горными породами. Такой профиль часто характеризуется наличием порогов и водопадов и встречается в горных странах, например на реках Памир и Гунт (Средняя Азия).

Продольные профили большинства рек непрерывно изменяются под влиянием многих факторов. Русло реки с течением времени стремится занять более низкое положение, при этом уклоны по длине реки распределяются так, что не происходит намыва или размыва дна. Такому состоянию соответствует плавновогнутый профиль, называемый профилем равновесия.

Средние уклоны рек на территории СССР вследствие различного рельефа изменяются в широких пределах. Наименьшие уклоны свойственны равнинным рекам: средний уклон (‰) Волги — 0,07, Оби — 0,04, Иртыша — 0,05. Значительные уклоны (‰) имеют реки горных районов: Кубань — 1,46, Терек — 4,77, Зеравшан — 6,2.

Кроме продольных уклонов водной поверхности в реках наблюдаются и поперечные, т. е. поперечный профиль водной поверхности представляет собой не горизонтальную линию, а характеризуется наличием превышения уровня вод у одного берега над уровнем у другого. Поперечный наклон водной поверхности является результатом действия центробежной силы и отклоняющей силы вращения Земли (силы Кориолиса).

Центробежная сила возникает при движении воды на закруглениях русла и направлена по радиусу кривизны от центра закругления. Совместное действие силы тяжести и центробежной силы обусловливает наклон водной поверхности с повышением в сторону вогнутого берега.

Действие силы Кориолиса проявляется в том, что все тела, движущиеся относительно земной поверхности, в Северном полушарии отклоняются вправо, а в Южном — влево от направления их движения. Практическим подтверждением действия силы Кориолиса является тот факт, что реки Северного полушария, текущие в меридиональном направлении, имеют крутой правый берег, подмываемый речным потоком, и пологий левый.

Сила Кориолиса действует на русловой поток как на поворотах, так и на прямолинейных участках. Сама отклоняющая сила вращения Земли относительно мала, поэтому и поперечный уклон, вызываемый ее действием, значительно меньше, чем уклон, обусловленный центробежной силой. В тех случаях, когда направление силы Кориолиса совпадает с направлением центробежной силы, значения этих сил складываются, при противоположном направлении названных сил равнодействующая будет равна их разности.

Сравнение поперечных уклонов, возникающих под действием центробежной силы и силы отклоняющего действия вращения Земли, с продольными уклонами рек показывает, что продольные уклоны всегда значительно больше поперечных, даже в тех случаях, когда обе силы действуют в одном направлении. Так, на реках Дон, Кама, Обь, Иртыш продольные уклоны в естественном состоянии в период межени 0,06...0,09‰, а поперечные уклоны на закруглениях русла не превышают 0,03...0,05‰.

3.5. ПИТАНИЕ РЕК

Одним из главных компонентов водного баланса речного бассейна являются атмосферные осадки, выпавшие на земную поверхность в результате круговорота воды на Земном шаре. В зависимости от вида атмосферных осадков (жидкие, твердые) и путей их движения к рекам различают следующие основные виды питания: дождевое, снеговое (талые воды), ледниковое и подземное.

Дождевое питание происходит за счет обложных дождей и ливней, выпадающих в пределах речных водосборов. При определенных условиях часть жидких осадков образует поверхностный сток и является непосредственным источником питания рек в периоды паводков.

Снеговое питание обусловлено таянием твердых осадков, аккумулирующихся на земной поверхности в виде снежного покрова. На равнинных территориях и невысоких горах снег, накопившийся в холодный период в бассейне реки, полностью стаивает в теплое время (весной и летом). В высокогорных районах твердые осадки частично пополняют запасы вечных снегов и ледников, талые воды которых служат источником ледникового питания рек. Наибольший ледниковый сток наблюдается в самые жаркие месяцы.

Подземное питание формируется за счет просачивания в верхние слои земли части талых и дождевых вод. При определенных условиях подземные воды быстро дренируются реками, а некоторая часть идет на пополнение запасов подземных вод, которые значительно медленнее попадают в реки. Подземные воды обеспечивают устойчивость речного стока.

Наиболее часто реки имеют смешанное питание, обусловленное участием нескольких источников питания. Соотношение между количеством воды, поступающим в реки от того или иного источника питания, неодинаково в различных районах.

Для большей части бассейнов рек на территории нашей страны характерно преобладание снегового источника питания. На крайнем юге расположена область рек чисто снегового питания. Здесь дожди вследствие сухости климата не дают стока, грунтовые воды залегают глубоко и почти не участвуют в питании рек. Половодье на этих реках проходит весной, а летом они мелеют или пересыхают. К ним относятся реки Северного Казахстана, Заволжья, водотоки на участке между нижним течением Днепра и Азовским морем.

На большинстве крупных рек европейской части страны, реках бассейнов Оби и Енисея, левобережных притоках Лены, реках северного побережья, впадающих в Карское море и море Лаптевых, а также к востоку от р. Индигирки снеговое питание превышает 50%. В верхнем течении Енисея и Ангары доля снегового питания уже не достигает 50% вследствие усиления дождевого и подземного питания.

На западе и северо-западе европейской части СССР расположены бассейны рек смешанного типа питания, здесь возрастает дождевое и снижается снеговое питание, хотя по-прежнему последнему принадлежит основная роль. Реки дождевого питания в СССР занимают небольшие площади. Реки чисто дождевого питания встречаются на Кавказе (Колхида и Ленкорань) и в Крыму. На Дальнем Востоке, в области муссонного климата, для рек характерно преимущественно дождевое питание с малой долей стока подземных вод. Ледниковое питание имеют реки Кавказа и в горной части Средней Азии. Для одной и той же реки эти соотношения меняются от сезона к сезону и определяются главным образом климатическими условиями.

Количественная оценка роли отдельных источников питания в общем объеме стока реки производится путем расчленения типового гидрографа. Гидрограф представляет собой график изменения во времени расхода воды за год или часть года (сезон, половодье или паводок), где расход выражает объем воды, протекающий через живое сечение потока в единицу времени (см. гл. 4). Типовой гидрограф отражает общие черты внутригодового распределения стока за многолетний период. При его построении сначала на годовых гидрографах, полученных в результате гидрометрических наблюдений в данном створе реки (см. гл. 6), выделяют характерные точки, соответствующие началу и концу половодья, максимуму расхода воды и т. д. Затем проводят статистическое осреднение значений расходов в характерных точках и соответствующих им дат. По установленным точкам строят плавный график, представляющий собой обобщенную среднемноголетнюю характеристику распределения стока внутри года. Объем стока, определенный по типовому гидрографу, должен быть численно равен среднему многолетнему стоку реки в данном створе. На типовых гидрографах на характерных точках указываются предельные расходы и соответствующее им время.

Вследствие различных условий стокообразования и недостаточной гидрологической изученности речных бассейнов выбор обоснованной схемы расчленения гидрографа представляет собой довольно трудную задачу и решается в настоящее время приближенно. Наиболее простой способ расчленения гидрографа состоит в том, что на графике прямыми или плавными линиями соединяют точки минимальных расходов перед началом весеннего половодья и все частные минимумы меженного периода в промежутках между паводками. Указанный способ, однако, не учитывает особенности режима стока подземных вод в реки. Сложность выделения подземного стока обусловливается тем, что последний складывается из трех различных по динамичности поступлений составляющих: глубинного устойчивого во времени стока, сезонного грунтового питания и временных накоплений в берегах, куда речная вода попадает во время половодья и паводков. Каждая из составляющих имеет свои особенности режима. Б. В. Поляковым пред-

ложен способ расчленения гидрографа с учетом режима стока подземных вод в реки (рис. 3.8). На гидрографе плавными (или прямыми) линиями соединяют точки минимальных расходов перед началом весеннего половодья и в конце его с абсциссой, соответствующей нулевому значению подземного питания в момент прохождения гребня половодья. Дождевые паводки выделяются соединением частных минимумов меженного периода в промежутках

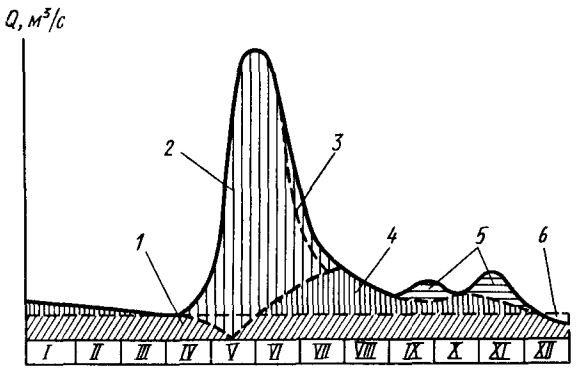


Рис. 3.8. Схема расчленения гидрографа по генезису:

1 — глубокое грунтовое питание; *2* — снеговое половодье; *3* — отдача поймы; *4* — верховое подземное питание; *5* — дождевые паводки; *6* — изъятие стока на льдообразование; *I* . . . *XII* — месяцы

между паводками. Подземный сток разделяется на глубинный и верховой горизонтальной линией, проведенной на высоте наименьшего расхода воды перед наступлением половодья.

Повышению точности выделения отдельных источников питания по гидрографу способствует использование комплексных графиков, на которых график расходов совмещается с графиками ежедневного хода температуры воздуха и суточных величин атмосферных осадков (с выделением твердых осадков).

3.6. УРОВЕННЫЙ РЕЖИМ

Непрерывное изменение притока воды в реку от талых вод, дождей и грунтовых вод обусловливает колебание расходов и соответствующих им уровней воды в реке. При этом увеличению расхода воды в общем случае соответствует повышение уровня, и наоборот. Сходство режима уровней и расходов находит подтверждение при сравнении графиков колебаний уровней и расходов (гидрографов). Взаимосвязь расходов и уровней, изображенная

графически в прямоугольных координатах, представляется кривой расходов, которая строится для определения стока воды. Если по всей амплитуде колебаний расхода каждому его значению соответствует только одно значение уровня, то связь между расходом и уровнем является однозначной (рис. 3.9, *а*). Однозначная связь соответствует равномерному установившемуся движению воды в недеформируемом русле с постоянной формой поперечного сечения, чего в естественных реках практически не бывает. При неустановившемся движении воды в реке (при прохождении весеннего половодья и особенно паводков, при попусках воды из водохранилища) для кривой расходов характерно наличие паводочной петли (рис. 3.9, *б*). Уклон водной поверхности при прохождении волны паводка на подъеме больше, чем на спаде, поэтому при одном и том же уровне в период подъема наблюдается больший расход, чем на спаде. Разница эта проявляется тем сильнее, чем меньше продольный уклон речной долины (равнинные реки).

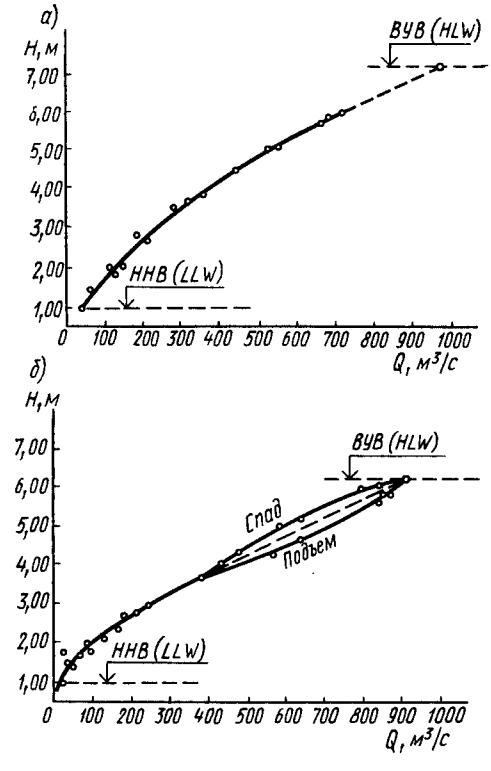


Рис. 3.9. Кривая расходов $Q=Q(H)$:
а — при однозначной связи расходов и уровней;
б — при неоднозначной связи расходов и уровней

Помимо изменения расходов колебания уровня могут определяться и другими причинами, к которым относятся изменение отметок дна русла вследствие отложения наносов или их размыва; возведение на реке искусственных подпорных сооружений, нарушающих естественный ход уровня; зарастание русла водной растительностью, создающей дополнительное сопротивление движению воды, для преодоления которого требуется повышение уровня; появление и наличие на реке ледяного покрова и внутриводного льда; сгонно-нагонные и приливно-отливные явления на устьевых участках рек и т. д. В ряде случаев одновременное действие нескольких факторов обусловливает весьма сложный уровенный режим.

Представление о наиболее характерном хронологическом ходе уровней в течение года или в отдельные его периоды дается типо-

вым графиком уровней, который строится аналогично типовому графику расходов, рассмотренному в (3.5).

При сравнении графиков колебания уровня воды двух или нескольких водомерных постов (см. гл. 6), расположенных вдоль реки на бесприточном или малоприточном участке, легко заметить значительное сходство в общих очертаниях графиков и в их характерных точках. Уровни сравниваемых постов, относящиеся к одинаковым фазам режима, называют соответственными. За одинаковые фазы принимают максимумы резко выраженных подъемов и минимумы впадин, при этом максимумы и минимумы в нижних постах наблюдаются позже по сравнению с верхними на время, равное сроку пробега водной массы потока от одного поста до другого. Графическую зависимость между соответственными уровнями используют для восстановления пропусков наблюдений на одном посту по данным другого, при переносе наблюдений над уровнем из одного поста в другой и для заблаговременного краткосрочного прогноза уровней на нижнем пункте по сведениям об уровнях на вышерасположенных постах.

3.7. ТЕРМИЧЕСКИЙ РЕЖИМ

Формирование термического режима рек происходит в результате теплообмена между водной массой и атмосферой и водной массой и ложем русла. Выражением этого процесса служит тепловой баланс участка реки, рассмотренный в гл. 1.

Основным источником тепла для поверхности Земли является Солнце. Поток внутреннего тепла Земли по сравнению с солнечным теплом чрезвычайно мал и в ряде практических задач им можно пренебречь.

Солнечная радиация частично отражается от поверхности воды, частично проникает внутрь водных масс, где рассеивается и поглощается комплексами молекул и взвешенными частицами органического и неорганического происхождения. Процесс этот идет достаточно интенсивно, и поэтому глубина проникновения солнечного тепла незначительна и зависит от прозрачности воды. При мутной воде, что характерно для рек, практически вся солнечная радиация поглощается на поверхности воды. Перенос тепла на глубину осуществляется в результате турбулентного перемешивания*. Различают фрикционное перемешивание (динамическая турбулентность), которое возникает при наличии градиентов скоростей, что обеспечивает передачу тепла (и других свойств воды) от одного слоя к другому, и конвективное перемешивание (гравитационная турбулентность), или конвекция, которая возникает при уменьшении плотности воды сверху вниз. При термической (свободной) конвекции, когда изменение плотности происходит за счет

* Молекулярная теплопроводность воды очень мала, и поэтому прогрев воды сверху при неподвижной воде происходил бы чрезвычайно медленно.

изменения температуры, основной силой, вызывающей движение воды, является подъемная архимедова сила. Динамическая турбулентность — явление в природных водах постоянное и служит постоянно действующей причиной переноса тепла в горизонтальном и вертикальном направлениях, вследствие чего происходит выравнивание температур по живому сечению реки. Конвекция (гравитационная турбулентность) — явление не постоянное, происходит только в вертикальном направлении в неоднородной по плотности воде и до тех пор, пока не наступит полного выравнивания характеристик воды по глубине. Наиболее интенсивная термическая конвекция наблюдается в осенний период при понижении температуры воздуха: поверхностные слои водных масс охлаждаются быстрее глубинных, становясь более плотными, в результате они опускаются вниз, вытесняя более теплые и менее плотные глубинные массы.

Типичные черты температурного режима речных вод обусловливаются метеорологическими условиями, свойственными каждому сезону, так как именно они определяют соотношения между приходом и расходом тепла, т. е. соотношения между элементами теплового баланса.

Годовой цикл термического режима замерзающих рек четко разделяется на два периода: открытой водной поверхности и ледостава. В период открытой водной поверхности ход средней по живому сечению температуры воды с некоторым сдвигом по времени практически идентичен ходу температуры воздуха, что обусловлено сравнительно быстрым изменением поверхностной температуры воды при изменении метеорологических условий и интенсивным перемешиванием водной массы. При этом в первую половину этого периода (особенно во время весеннего половодья) температура воды ниже температуры воздуха, во вторую половину периода соотношение меняется: температура воды становится выше по сравнению с температурой воздуха. Такой ход температур отмечается на большинстве рек нашей страны, за исключением горных, питающихся талыми водами вечных снегов и ледников, где разности температуры воды и воздуха остаются отрицательными в течение всего теплого периода, уменьшаясь по мере удаления от истока. При наличии ледяного покрова температура воды остается почти постоянной и близкой к 0°С.

Суточные изменения температуры речных вод связаны с различиями в теплообмене воды с атмосферой в ночное и дневное время. Суточный ход наиболее ярко выражен в теплое время года, при этом амплитуда колебаний температуры воды зависит от водности реки, широты места и погодных условий. Чем больше водность реки, тем меньше суточная амплитуда. При ясной погоде разница между температурой воды днем и ночью больше, чем при пасмурной.

Несмотря на интенсивное турбулентное перемешивание и вследствие этого достаточно равномерное распределение температуры

воды по живому сечению, в различные сезоны года отмечаются определенные особенности в распределении температуры воды как по ширине, так и по глубине рек. Для большинства рек в период повышения температуры воды ее значения у берегов несколько выше, чем на стрежне, в период охлаждения — ниже. Наибольшие изменения температуры по поперечному профилю связаны с поступлением вод притоков, если последние теплее или холоднее вод главной реки.

Изменения температуры воды по глубине выражены менее резко. В весенний половодный период при общем понижении температуры воды с глубиной различия у поверхности и дна не превышает 0,5°С. В летний период разница температуры на поверхности и у дна при прямой температурной стратификации достигает 2...3°С, иногда 5°С (р. Ангара). В осенний период устанавливается обратная температурная стратификация с разностью температур на поверхности и у дна до 0,6°С.

Изменение температуры речных вод по длине рек связано с изменением теплового режима и климатических условий ландшафтных зон, по которым протекает водный поток. На больших равнинных реках, текущих с севера на юг, температура воды непрерывно повышается от истока к устью, если только в нее не впадают притоки с более холодной водой. На реках, текущих в обратном направлении, может наблюдаться понижение температуры к устью. На реках, текущих в широтном направлении, температура практически неизменна. Но в верховьях этих рек, а также на небольших реках на некотором расстоянии от истока температура воды несколько повышается. На горных реках температура воды также повышается вниз по течению. Для горных рек температура воды в истоках определяется источником питания (ледник, снеговые запасы), но по мере удаления от истока большее значение приобретают климатические условия.

Температурный режим озерных рек тесно связан с температурой озера, из которого река берет начало, при этом чем больше водная масса озера, тем значительнее расстояние по реке, на которое распространяется его влияние.

Естественные изменения температурного режима речных вод могут быть нарушены в результате хозяйственной деятельности человека, например при сбросе в реки теплых промышленных и бытовых вод (см. гл. 7).

3.8. ЛЕДОВЫЙ РЕЖИМ

При снижении температуры воды до 0°С и появлении на реке льда реки вступают в фазу зимнего режима. Продолжительность его отсчитывается с момента установления отрицательных температур воздуха, обусловливающих возникновение на реке ледовых образований, до начала интенсивного весеннего подъема уровня воды и очищения реки от льда.

В ледовом режиме рек выделяют три фазы: замерзание, ледостав и вскрытие. Характерными датами ледовых явлений на реках являются дата начала осеннего ледохода, дата замерзания реки, дата вскрытия, дата весеннего ледохода. Замерзание реки начинается при отрицательном тепловом балансе, обусловливающем интенсивные теплопотери с водной поверхности. Быстрое охлаждение воды приводит первоначально к образованию на мелководных участках у берегов, а также в заводях и в застойных местах льда на поверхности воды, так называемых заберегов. Одновременно с заберегами, а иногда несколько позже на водной поверхности появляются скопления смерзшихся кристаллов льда игольчатой формы, называемые салом. Турбулентное перемешивание способствует понижению температуры воды и ее выравниванию по всему сечению. Переохлаждение всей толщи воды и наличие ядер кристаллизации создают благоприятные условия для образования ледяных кристаллов не только на поверхности, но и во всей массе воды. Кристаллы, объединяясь в непрозрачную губчатую массу, образуют внутриводный (глубинный) лед и скопления донного льда. Всплывший на поверхность внутриводный (донный) лед, смешиваясь с салом, снежурой * и мелкобитым льдом, формирует так называемую шугу, движение которой на поверхности и в толще водного потока называют шугоходом.

Процесс кристаллизации льда, а следовательно, образование внутриводного льда и шуги интенсивно развивается при отводе тепла, выделяющегося при кристаллизации, что осуществляется при наличии течения воды и отсутствии ледяного покрова. Поэтому внутриводный и донный лед и шуга на равнинных реках образуются на участках реки с быстрым течением и каменистым дном до установления сплошного ледяного покрова (ледостава). На горных реках образование шуги наблюдается в течение всего периода времени с отрицательными температурами воздуха.

При заполнении внутриводным льдом и шугой живого сечения реки подо льдом возникают зажоры, следствием которых являются сужение живого потока и резкие подъемы уровня воды, что может привести к повреждению отдельных частей сооружений, расположенных выше головных сооружений, и к наводнениям в нижних бьефах. Кроме того, образование внутриводного льда и шуги часто приводит к серьезным осложнениям, возникающим при эксплуатации водопроводов, гидроэлектростанций и других сооружений, нарушению, а иногда и к полному прекращению нормальной работы сооружений, что причиняет значительный материальный ущерб.

При дальнейшем понижении температуры воздуха происходит смерзание сала, шуги, снежуры, мелкобитого льда и вновь образующихся кристаллов в отдельные льдины различной величины и ледяные поля, движущиеся по течению реки. Так начинается осенний ледоход, который, как правило, наблюдается только на круп-

* Снежура — плавающие комья водонасыщенного снега, образующие вязкую кашеобразную массу.

ных реках. Продолжительность его колеблется в широких пределах — от нескольких дней до месяца — и возрастает в соответствии с увеличением водности реки. Наступление сроков начала осеннего ледохода на наших реках носит характер широтной зональности.

С увеличением числа льдин и их размеров скорость движения льдин и ледяных полей уменьшается. На мелководье, поворотах и в местах сужения русла образуется нагромождение льдин — затор — в виде ледяных перемычек, вызывающих подпор на вышележащем участке реки, остановку и торошение льда. В этих условиях непосредственно перед перемычкой (затором) отдельные льдины смерзаются, образуя сплошной ледяной покров, кромка которого перемещается вверх по течению от перемычки. Соответственно и толщина льда убывает вверх от затора. По длине реки заторы образуются неодновременно в отдельных створах и не всегда. Поэтому образование сплошного ледового покрова на больших реках равнинных районов происходит в разное время на различных участках. На малых реках ледяной покров образуется путем срастания заберегов, поэтому его поверхность, как правило, ровная и гладкая. На горных реках ледостав представляет собой сравнительно редкое явление, здесь он формируется в основном на участках скопления больших масс шуги.

Для большинства рек территории СССР характерен ежегодный ледостав; в Карпатах ледостав наблюдается в отдельные годы; на реках Черноморского побережья Кавказа и Южного берега Крыма вследствие теплого климата ледостав не наблюдается. Сроки ледостава на реках обусловлены широтной зональностью.

На территории СССР раньше всего замерзают реки Центральной и Восточной Сибири. Ледяной покров на них устанавливается уже в октябре. Несколько позднее, в течение ноября, начинается ледостав на реках Дальнего Востока, юга Западной Сибири и Северного Казахстана. В ноябре же покрываются льдом реки центральной части европейской территории страны; сроки начала ледостава на юго-западе европейской территории страны приходятся на декабрь. При этом наибольшие ежегодные колебания сроков начала ледостава отмечаются на западе и юго-западе СССР; их амплитуда весьма велика, достигает 80...90 дней. В районах северо-востока СССР амплитуда ежегодных колебаний наступления ледостава уменьшается до 20...30 дней.

Продолжительность ледостава на реках нашей страны меняется в широких пределах: от нуля на юге до 6...8 месяцев на севере азиатской территории СССР.

При общем ледоставе на реках сохраняются участки — полыньи, не замерзающие в течение зимы. Полыньи могут быть динамического и термического происхождения. В первом случае они образуются на участках с большими скоростями течения (например, в местах сосредоточенного падения на реках Карелии или горных реках Сибири; в нижних бьефах гидроузлов); во втором случае они образуются при выходе в русло относительно теплых

грунтовых вод или при спуске в реку сточных вод промышленных предприятий.

Широкое распространение на реках Сибири в период ледостава получили наледи — наросты льда, образующиеся на поверхности ледяного покрова в виде напластований и утолщений. Образуются речные наледи при значительном стеснении живого сечения реки вследствие утолщения ледяного покрова или образования зажора. Под напором потока лед вспучивается, трескается и через трещины вода изливается на поверхность. При неоднократном повторении этого процесса лед в местах наледей достигает значительной толщины. Отдельные наледи не успевают растаять за лето и сохраняются в течение длительного времени (многолетние наледи). На реках севера европейской территории СССР и Сибири часто наблюдается промерзание рек до дна. В таких случаях сток их или совсем прекращается (район вечной мерзлоты), или воды реки фильтруются в толще аллювиальных отложений.

В первые дни ледостава нарастание льда происходит сравнительно быстро. Затем, по мере увеличения толщины льда и слоя снега на льду, процесс замедляется. Теплопроводность снега значительно меньше, чем у льда, и поэтому при наличии снега существенно снижаются потери тепла водой. Нарастание льда по толщине происходит главным образом снизу в слое воды, охлаждающемся за счет потерь тепла: через лед и снег удаляется в атмосферу больше тепла, чем поступает к этому слою воды из глубины. В середине зимы может установиться равновесие между потоком тепла через лед и слой снега и притоком тепла к нижней поверхности льда; в этом случае рост льда снизу прекращается. Во вторую половину зимы, когда обычно наблюдаются обильные снегопады, под тяжестью снеговой массы лед прогибается и образуются трещины, через которые вода выходит на поверхность льда и пропитывает снег. Насыщенный водой снег смерзается, и лед нарастает сверху.

Толщина льда по живому сечению реки неодинакова: у берегов лед обычно толще, к середине реки его толщина уменьшается. Толщина льда изменяется во времени, достигая наибольшего значения к концу зимы. Толщина ледяного покрова на реках территории нашей страны колеблется в широких пределах. В то время как на реках Восточной Сибири она достигает 1,5...2,0 м, в бассейнах малых южных рек толщина льда не превышает 0,2...0,4 м. На большей же части европейской территории СССР толщина льда изменяется от нескольких десятков сантиметров до 1 м.

Для практических целей расчет толщины ледяного покрова можно производить по эмпирической формуле, предложенной Ф. И. Быдиным:

$$h_i = 2\sqrt{\Sigma t_-}, \qquad (3.1)$$

где h_i — искомая толщина льда, см; Σt_- — сумма отрицательных средних суточных температур воздуха.

При использовании средних месячных температур воздуха формула принимает вид

$$h_l = 5\sqrt{\sum t_-}. \qquad (3.2)$$

Весной с наступлением периода положительных температур начинается таяние снега на берегах реки и на льду. Постепенно на ледяном покрове накапливается вода, которая способствует лучшему проникновению тепла к поверхности льда. Температура льда повышается, межкристаллические связи во льду ослабевают, лед становится менее прочным и относительно легко разрушается под воздействием потока. Вначале происходит интенсивное таяние и разрушение льда вдоль берегов за счет притока тепла с талыми водами и от берегов, так как почва нагревается быстрее воды. Вдоль берегов образуются полосы чистой воды, так называемые закраины. Одновременно увеличиваются скорости течения и лед стаивает снизу, иногда на 20...40% своей предвесенной толщины; на отдельных участках образуются полыньи. При подъеме уровня лед всплывает и сдвигается в сторону нижележащей полыньи — происходит подвижка льда. Если связь с береговым льдом еще не нарушена, то при подъеме уровня воды лед вспучивается, вдоль берегов образуются трещины и лед сдвигается вниз по течению, Таких подвижек может быть несколько с интервалом до недели и более. С дальнейшим подъемом уровня ледяной покров распадается на отдельные льдины и начинается ледоход. Такой вид вскрытия наблюдается в случае преобладания термических факторов, что характерно для рек, текущих с севера на юг. В этом случае ледоход опережает волну половодья и протекает при небольшом подъеме уровня и относительно спокойно. На реках, текущих с юга на север, половодье начинается в верховьях реки; талые воды, продвигаясь по реке, встречают еще прочный ледяной покров, и он взламывается под напором прибывающей воды. Ледоход происходит при высоких уровнях, лед обладает значительной прочностью, часто создаются мощные заторы, выше которых наблюдается резкий подъем уровня. Подъемы уровня при весенних заторах часто превышают максимальные уровни весеннего половодья. Живое сечение реки при этом забивается массами льда, лед надвигается на берег, что представляет серьезную опасность для береговых сооружений и судов, зимующих в реке. Торосистые нагромождения льда вызывают значительные деформации берегов.

Вскрытие малых и средних рек, бассейны которых невелики, происходит почти одновременно по всей длине. На реках, вытекающих из озер, вследствие выноса озерного льда в реку возможен вторичный ледоход.

На промерзающих до дна реках за счет таяния льда и талой воды, поступающей с бассейна, образуется поток, текущий по поверхности ледяного покрова; последний при разрушении всплывает отдельными льдинами.

Начало весеннего ледохода определяется климатическими факторами. Наиболее ранние сроки его наступления отмечаются в марте на юге европейской территории СССР (бассейны рек Дона и Днепра). В ее средней части он запаздывает на месяц и наблюдается в апреле (бассейны рек Волги и Северной Двины). На Крайнем Севере вскрытие рек отстает еще на месяц (бассейны р. Печоры и рек Кольского полуострова). На май приходится и начало весеннего ледохода на реках Северной и Центральной Сибири и Дальнего Востока. Вскрытие рек Заполярья происходит лишь в июне. Весенний ледоход на реках юга Западной Сибири, Северного Казахстана, Забайкалья и юга Дальнего Востока начинается в апреле.

3.9. ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В РЕКАХ

При турбулентном движении жидкости, что наблюдается в речных потоках, происходит непрерывное изменение во времени скорости в каждой точке потока как по значению, так и по направлению. В связи с наличием пульсации различают мгновенную и местную скорость в точке потока. *Мгновенной скоростью* называют скорость в данной точке потока в данный момент времени (мгновение). В практических задачах гидрологии обычно используют осредненную во времени скорость, называемую *местной скоростью.* При этом осреднение выполняется за период времени, достаточный для исключения влияния пульсации. Наибольшие скорости потока отмечаются на его поверхности, относительно медленно уменьшаясь ко дну. При этом в непосредственной близости от дна располагается очень тонкий пограничный слой, характеризующийся большими градиентами скорости, в котором скорость потока резко уменьшается от относительно больших значений до нулевых.

В речных потоках выделяют два вида движения: неравномерное и неустановившееся. При *неравномерном движении* уклон, скорости, живое сечение изменяются по длине потока, оставаясь неизменными во времени в данном сечении потока. Этот вид движения наблюдается в реках в период межени, когда расходы воды изменяются незначительно, а также при наличии подпора, образованного плотиной. При неустановившемся движении потока все гидравлические элементы его (уклон, скорость, площадь живого сечения потока) на рассматриваемом участке потока изменяются во времени и по длине. Такой вид движения характерен для рек в период паводков и половодья при значительных изменениях расхода воды.

Скорости течения в реках изменяются по глубине и ширине живого сечения. Кривые изменения скоростей по вертикали называют *годографами* или *эпюрами скоростей* (рис. 3.10). В общем на каждой отдельной вертикали наименьшие скорости наблюдаются у дна, что объясняется влиянием шероховатости русла. От дна к поверхности происходит сначала быстрое, а затем замедленное

увеличение скорости. *Максимум скорости* в открытом потоке наблюдается у поверхности или на расстоянии $0{,}2d$ от поверхности. Характер изменения скоростей по вертикали зависит от глубины, уклона водной поверхности, шероховатости дна, характера поперечного сечения русла и очертания русла в плане, наличия растительности в летнее время и льда зимой.

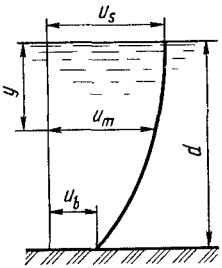


Рис. 3.10. Эпюра скоростей течения воды по вертикали

При наличии на дне неровностей (возвышения, впадины) скорости воды в потоке перед препятствием резко уменьшаются ко дну. Развитие растительности, увеличивающей шероховатость дна русла, вызывает уменьшение скорости в придонном слое. В зимний период ледовый покров и скопление шуги, создающие добавочное трение, также способствуют снижению скорости, при этом максимум скорости на эпюре распределения скорости смещается к середине глубины и иногда расположен ближе к дну. Поверхностная скорость связана с направлением ветра: при совпадении его направления с течением потока скорости увеличиваются. При обратном соотношении направлений ветра и течения скорости у поверхности уменьшаются, а положение максимума на годографе смещается на большую глубину по сравнению с его положением в безветренную погоду.

По ширине потока отмечается достаточно плавное изменение как поверхностной, так и средней скоростей на вертикалях, при этом у берегов скорость наименьшая, в центре потока она наибольшая (рис. 3.11).

Наглядное представление о распределении местных скоростей по живому сечению водного потока можно получить построением линий, соединяющих точки с одинаковыми значениями скоростей,— *изотах*. Обычно расположение изотах в период открытого русла как бы плавно повторяет распределение глубин в живом сечении (рис. 3.11, *а*), при этом область максимальных скоростей располагается на некоторой глубине от поверхности. В русле, покрытом льдом, изотахи образуют замкнутые кривые (рис. 3.11, *б*).

Получение строгой теоретической зависимости, определяющей распределение скорости по вертикали, не представляется возможным вследствие многофакторности рассматриваемого явления. В данном случае следует говорить о приближенном решении, характеризующем типовое распределение скорости по вертикали для прямолинейного симметричного русла призматической формы. Различными авторами были предложены многочисленные формулы для математического описания изменения скорости по времени. В частности, предлагаются уравнения параболы с горизонтальной осью, гиперболы, логарифмической кривой и т. д. Каждое из предложенных уравнений может в тех или иных условиях удовлетворять фактическому распределению скоростей. Ниже приводится

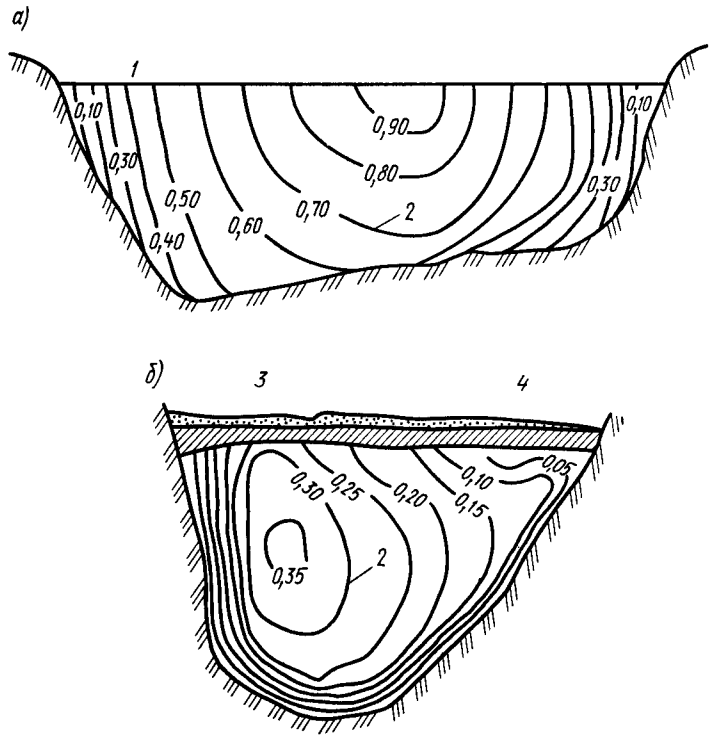


Рис. 3.11. Изотахи в открытом русле (*а*) и подо льдом (*б*):
1 — уровень воды; *2* — изотахи; *3* — снег; *4* — лед

формула А. В. Караушева, представляющая собой уравнение эллипса

$$u = u_s \sqrt{1 - p(y_u/d_r)^2}, \tag{3.3}$$

где u_s — поверхностная скорость; y_u — расстояние от поверхности до точки со скоростью u; d_r — глубина на вертикали; p — безразмерный коэффициент, значение которого зависит от коэффициента Шези (C):

при $10 \leqslant C \leqslant 60$

$$p = 0{,}57 + 3{,}3/C; \tag{3.4}$$

при $60 \leqslant C \leqslant 90$

$$p = 0{,}0227C - 0{,}000197C^2. \tag{3.5}$$

Коэффициент C определяют по эмпирическим формулам:

1. Формула Базена

$$C = \frac{87}{1 + \gamma/\sqrt{R_r}}, \tag{3.6}$$

где γ — коэффициент шероховатости, определяемый по таблицам.

2. Формула Манинга

$$C=(1/n)R_r^{1/6}, \tag{3.7}$$

где n — коэффициент шероховатости, определяемый по специальным таблицам М. Ф. Срибного.

3. Формула Павловского

$$C=(1/n)R_r^y, \tag{3.8}$$

где

$$y=2{,}5\sqrt{n}-0{,}13-0{,}75\sqrt{R_r}(\sqrt{n}-0{,}10).$$

Формула (3.3) основана на гипотезе о пропорциональности коэффициента турбулентного обмена местной скорости.

Если измерить площадь эпюры скоростей и разделить ее на глубину вертикали, то получим значение средней скорости на вертикали, выражаемое формулой

$$u_m=\frac{1}{d_r}\int_0^{d_r} u\,dd_r. \tag{3.9}$$

При отсутствии препятствий (неровностей дна, валунов, растительности) средняя скорость на вертикали открытого потока располагается на глубине от поверхности, равной примерно $0{,}6\,d_r$.

При отсутствии непосредственных измерений широко применяют формулу Шези $u_m=C\sqrt{RI}$. Если принять $R=d_{r,m}$, то

$$u_m=C\sqrt{d_{r,m}I}, \tag{3.10}$$

где R — гидравлический радиус; I — уклон водной поверхности; $d_{r,m}$ — средняя глубина.

Формула Шези показывает, что скорость потока увеличивается с ростом глубины и гидравлического радиуса, что объясняется ослабевающим влиянием шероховатости дна с увеличением глубины на значение скорости в отдельных точках вертикали.

Распределение скоростей по вертикали значительно изменяется и по длине реки, например при переходе от плеса к перекату.

3.10. ПОПЕРЕЧНЫЕ ТЕЧЕНИЯ

Непараллелеструйность течения является характерной особенностью речных потоков. Наряду с общим параллельным берегам движением потока в целом в нем возникают *внутренние течения,* направленные под углом к оси движения потока, которые перемещают водные массы в поперечном к потоку направлении.

Первое объяснение структуры внутренних течений в естественном потоке дал русский исследователь Н. С. Лелявский еще в конце прошлого столетия. На основании эксперимента он пришел к выводу, что на прямолинейных участках к стрежню, характеризующемуся большими поверхностными скоростями, происходит

стягивание струй со стороны, в результате чего здесь создается некоторое повышение уровня воды. Последнее приводит к возникновению в плоскости, перпендикулярной направлению течения, двух циркуляционных течений по замкнутым контурам, сходящихся на поверхности и расходящихся у дна (рис. 3.12, *а*). В результате суммирования их с поступательным движением воды вдоль по реке возникает *винтообразное течение.* Сходящееся поверхностное течение автором названо *сбойным,* а донное расходящееся — *веерообразным.*

На изогнутых участках русла фарватер приближается к вогнутому берегу тем ближе, чем круче поворот вогнутого берега. При набегании струй на вогнутый берег (рис. 3.12, *б*) следующие друг

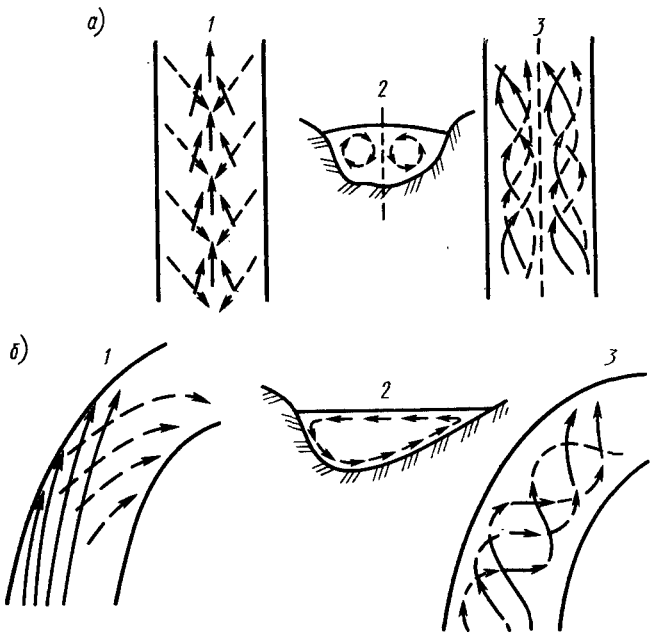


Рис. 3.12. Циркуляционные течения на прямолинейном (*а*) и на изогнутом (*б*) участках русла (по Н. С. Лелявскому):
1 — план поверхностных и донных струй; *2* — циркуляционные течения в вертикальной плоскости; *3* — винтообразные течения

за другом массы воды замедляют свое движение, в результате чего уровень воды у вогнутого берега повышается и образуется перекос водной поверхности с уклоном I_a в сторону выпуклого берега. В результате струи воды, прижатые к вогнутому берегу, опускаются вниз по его откосу и направляются в сторону противоположного берега. На изогнутых участках два циркуляционных кольца вырождаются в одностороннее циркуляционное течение.

В результате дальнейших исследований поперечной циркуляции были установлены физические причины этого явления и уточнена картина поперечных течений на прямолинейных участках реки.

В работах М. А. Великанова, В. М. Маккавеева, А. В. Караушева и других механизм возникновения поперечных циркуляционных течений в речном потоке объясняется действием на массы воды инерционных сил — центробежной силы и силы Кориолиса. На изгибе реки на частицы жидкости действует в основном центробежная сила P_1, которая имеет наибольшие значения у поверхности, плавно уменьшаясь ко дну вследствие убывания с глубиной продольной скорости (рис. 3.13, *а*). Под действием центробежной силы у вогнутого берега образуется нагон воды, что обусловливает возникновение избыточного давления воды $\rho_w g I_a$, где ρ_w — плотность воды, I_a — поперечный уклон. Значение этого давления не изменяется с глубиной и направлено в противоположную сторону по отношению к центробежной силе (рис. 3.13, *б*). Суммируя указанные силы, можно получить эпюру распределения их равнодействующей по вертикали (рис. 3.13, *в*) и соответствующие эпюры скоростей (рис. 3.13, *г*). При неизменном перекосе уровня количество воды, направляющейся к одному берегу под действием поперечной циркуляции, должно быть равно количеству воды, перемещающейся в противоположном направлении к другому берегу. В реальных условиях распределение поперечных скоростей носит более сложный характер, чем показано на рис. 3.13, *г*. В Северном полушарии сила Кориолиса на изгибах русла либо усиливает поперечную циркуляцию, когда вогнутый берег является правым, либо ослабляет ее, когда вогнутый берег является левым.

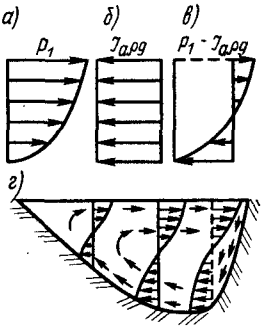


Рис. 3.13. Схема сложения сил, вызывающих циркуляцию:

а — эпюра центробежной силы P_1; *б* — избыточное давление; *в* — результирующая эпюра действующих на вертикали сил центробежной и избыточного давления; *г* — поперечная циркуляция

На прямолинейных участках реки поперечная циркуляция возникает от действия на частицы воды силы Кориолиса, в результате чего вода в поверхностном слое в своем движении отклоняется к правому берегу, в придонном слое — к левому берегу.

При одной и той же скорости течения интенсивность поперечной циркуляции на поворотах реки выше, чем на прямолинейных участках. Скорость поперечных течений при прочих равных условиях возрастает с повышением уровня воды в русле, так как при этом увеличивается продольная скорость течения, от которой центробежная сила и сила Кориолиса находятся в прямой зависимости.

В результате взаимодействия продольных и поперечных течений в реке формируется винтообразное движение воды.

Установленная многочисленными исследованиями связь кинематической структуры потока со строением и изменением русла позволила разработать основные положения по искусственному переформированию ручных русл путем управления характером циркуляционных течений в реке. Эти положения развивались и практически использовались М. В. Потаповым, Б. А. Замариным, К. И. Россинским, И. А. Кузьминым и другими отечественными учеными (см. гл. 14).

Описанный характер циркуляционных течений сохраняется до тех пор, пока речной поток вмещается в коренное русло. При выходе руслового потока на пойму создается пойменный поток, кинематическая структура которого формируется в соответствии с орографией речной долины.

Взаимодействие руслового и пойменного потоков сопровождается возникновением больших градиентов скоростей вблизи бровок, образованием вихрей, поперечным массообменом и повышенной турбулентностью, на что затрачивается кинетическая энергия руслового потока. В результате существенно перестраивается кинематическая структура руслового потока, при этом наблюдается уменьшение местных и средних скоростей в основном русле. Некоторое увеличение скоростей в пойменном потоке вблизи бровок не компенсирует этого уменьшения. При взаимодействии руслового и пойменного потоков пропускная способность основного русла снижается.

3.11. ВОЛНА ПАВОДКА

Причины, вызывающие формирование паводков, могут быть различными: выпадение интенсивных дождевых осадков, быстрое таяние снега во время зимних оттепелей, попуски из водохранилищ и т. п. При этом в русле реки возникает «вздутие» поверхности воды, которое смещается вниз по течению, изменяя при этом свои длину λ_i и высоту h_i (рис. 3.14): обычно λ_i увеличивается, а h_i уменьшается. Эти изменения зависят как от динамических свойств самого потока, так и от свойств русла (шероховатости, формы сечения, характера поймы и др.). Указанное явление называют волной паводка (или половодья), которая с точки зрения гидромеханики представляет собой уединенную волну (см. гл. 2). В этом случае в русле реки наблюдается неустановившееся движение, которое описывается уравнениями Сен-Венана. Первое из них (3.11) — это уравнение Бернулли для неустановившегося движения, а второе (3.12) — уравнение неразрывности в отсутствие бокового притока

$$I = i_b - \frac{\partial d_r}{\partial s} = \frac{v^2}{C^2 R} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}; \qquad (3.11)$$

$$\frac{\partial w_r}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0, \qquad (3.12)$$

где I — уклон водной поверхности, выраженный в форме разности

между уклоном дна и изменением глубины d_r вдоль потока; i_b — продольный уклон дна потока; s — координата расстояния вдоль потока; C — коэффициент Шези; R — гидравлический радиус; v — местная скорость потока; w_r — площадь живого сечения потока.

Решение системы этих уравнений дает возможность получить зависимости расхода Q и уровня H от T и s и $Q=Q(s, T)$ и $H=$

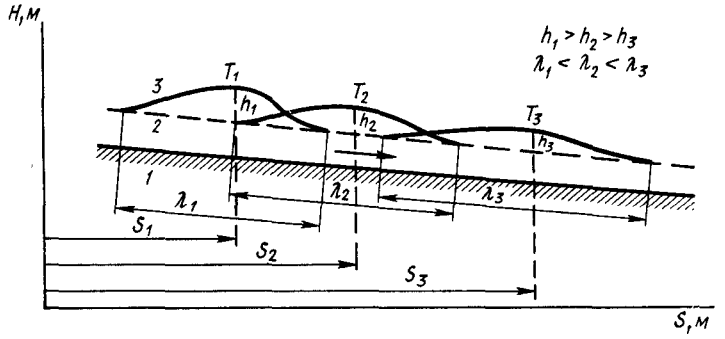


Рис. 3.14. Перемещение волны паводка по течению реки:
1 — дно реки; *2* — невозмущенная водная поверхность; *3* — возмущенная водная поверхность; $T_1 < T_2 < T_3$ — моменты времени прохождения волны паводка через створы

$=H(s, T)$, а затем зависимости площади сечения w_r и скорости v от тех же аргументов $w_r=w_r(s, T)$ и $v=v(s, T)$. Как следует из рис. 3.14, при движении волны паводка по течению реки, ее высота h_i уменьшается, а длина λ_i увеличивается,— волна паводка распластывается.

Скорость смещения гребня волны паводка, т. е. сечения, в котором глубина воды в волне паводка максимальна, определяют из выражения

$$c=\frac{s_{i+1}-s_i}{T_{i+1}-T_i}=\frac{\Delta s_i}{\Delta T_i}. \qquad (3.13)$$

Так как длина волны по мере ее продвижения по реке меняется, то скорости смещения других фаз паводка отличаются от вычисленной по (3.13).

Если волну паводка, наблюдаемую в разных створах s_1 и s_2, совместить на одном графике (рис. 3.15, *а*), построенном в координатах H, T, то из этого графика следует, что при прохождении волны паводка меняется уклон водной поверхности: добавляется так называемый паводочный уклон, равный $I_f=\Delta H_i/(s_2-s_1)$, причем до момента времени $T_{o,н}$ (рис. 3.15, *б*) этот уклон будет положительным, т. е. уклон поверхности воды будет больше того, который был при невозмущенной поверхности; после времени $T_{o,н}$ паводочный уклон будет отрицательным, т. е. обратным уклону поверхности реки до прохождения паводка, и, следовательно, последний будет уменьшаться.

Отсюда следует, что при одинаковых уровнях на подъеме расход будет больше, чем на спаде. Изменение расхода при прохождении волны паводка описывается гидрографом, который может быть построен для любых створов, например для s_1 и s_2 (рис. 3.16). Так как волна паводка распластывается при своем движении, то $Q_{1\max} > Q_{2\max}$. Если гидрографы пересекаются на спаде, то расходы в этот момент времени $T_{o,Q}$ в обоих створах равны и, следовательно, на участке между створами s_1 и s_2 $Q = Q_0 = \text{const}$ и $\partial Q/\partial s = 0$.

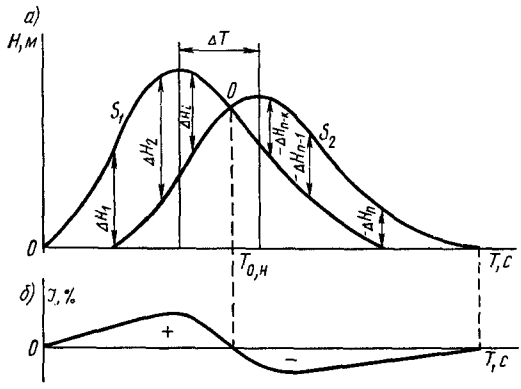


Рис. 3.15. Совмещенный график волны паводка, наблюдавшейся в створах s_1 и s_2:

а — положение уровня; *б* — изменение уклона водной поверхности; ΔH_i — разность уровней воды в створах s_1 и s_2 в один и тот же момент времени; $T_{o,H}$ — момент времени наступления в сечениях s_1 и s_2 одного и того же уровня воды

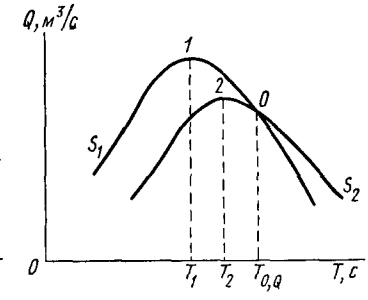


Рис. 3.16. График совмещенных гидрографов для створов s_1 и s_2:

$T_{o,Q}$ — момент времени наступления в створах s_1 и s_2 одного и того же расхода

Тогда из уравнения (3.12) следует, что $\partial w/\partial t = 0$ и $w = w_{\max}$. Для призматических русл $w = h_{\max} B$ ($B = \text{const}$). Так как $Q_0 < Q_2 < Q_1$ и соответственно $T_0 > T_2 > T_1$, то, следовательно, максимальный уровень наступает позже максимального расхода.

Дифференцируя выражение для расхода $Q = vw$ по времени, получим

$$\frac{dQ}{dt} = v\frac{dw}{dt} + w\frac{dv}{dt}. \qquad (3.14)$$

В момент времени t_1 или t_2, когда $Q = Q_{\max}$, $dQ/dt = 0$. С увеличением расхода растет и уровень $dH/dt > 0$ и соответственно $dw/dt > 0$. Тогда из (3.14) следует, что $dv/dt < 0$, т. е. максимум скорости наступает раньше максимума расхода. Можно показать, что максимальный уклон наступает раньше максимальной средней скорости. Таким образом, при прохождении волны паводка сперва наблюдается $I_{\max}$, затем $v_{\max}$, $Q_{\max}$ и, наконец, $H_{\max}$.

Полученные зависимости носят качественный характер, поскольку рассматривается случай прямолинейного потока с постоянными параметрами.

Закономерности движения волн типа паводков и половодья в реках оказываются более сложными. Естественные русла отличаются извилистостью, чередованием плесов и перекатов, сужений и расширений. Пойма рек существенно влияет на трансформацию паводка. На распределение расходов воды по длине рассматриваемой реки влияют притоки. В результате движение воды в реках во время паводка или половодья представляет собой неустановившееся движение воды в непризматических руслах, т. е. наиболее сложную форму движения жидкости. В настоящее время его расчет выполняется с достаточной точностью на ЭВМ по методике, разработанной в Институте гидродинамики Сибирского отделения АН СССР под руководством чл.-кор. АН СССР О. Ф. Васильева.

ГЛАВА 4

РЕЧНОЙ СТОК И ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

4.1. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТОКА

В процессе круговорота воды в природе выпавшие на землю осадки стекают по земной поверхности и просачиваются в толщу почвогрунтов. Эти процессы называют поверхностным и подземным стоком.

Поверхностный сток делят на *склоновый*, происходящий по склонам местности, и *русловой*, происходящий по руслам рек и временных водотоков.

Речной сток входит в состав руслового и представляет собой перемещение воды непосредственно по речному руслу. Он определяется объемом воды, протекающим в определенном створе речного русла за какой-либо период времени. Для количественной оценки речного стока применяют следующие его характеристики.

Расход воды Q (м^3/с) — количество воды, протекающее через поперечное сечение потока (живое сечение потока) в секунду.

Объем стока W (м^3) — количество воды, протекающее через живое сечение потока за определенный период времени T, поскольку объем стока чаще вычисляют за сутки или за год $W_d = 86\,400\,\bar{Q}$ и $W_y = 31{,}56 \cdot 10^6\,\bar{Q}$, где $\bar{Q}$ — средний расход, м^3/с, за время T; 86 400 — число секунд в сутках; $31{,}56 \cdot 10^6$ — число секунд в году.

Модуль стока q_r [м^3/(с·км^2)] — количество воды, стекающее с единицы площади водосбора в единицу времени:

$$q_r = Q/A, \tag{4.1}$$

где A — водосборная площадь, км^2.

Слой стока h_y (мм) — высота слоя воды, стекающей с водосбора за какой-либо промежуток времени, полученная при равномерном распределении объема стока W по всей площади водосбора:

$$h_y = QT/A = W/A. \tag{4.2}$$

Величину слоя стока за год h_y (мм) можно выразить также через среднемноголетний модуль стока:

$$h_y = \frac{W}{A} = \frac{QT}{A} = q_r \frac{31{,}56 \cdot 10^6 \cdot 10^3}{10^6 \cdot 10^3} = q_r \cdot 31{,}56, \tag{4.3}$$

где в числителе 10^3 — переводное число м в мм, в знаменателе 10^3 — переводное число м^3 в л и в знаменателе 10^6 — перевод км^2 в м^2.

Коэффициент стока η — отношение высоты слоя стока h_y к высоте слоя выпавших на площадь водосбора осадков x за рассматриваемый период времени:

$$\eta = h_y/x. \tag{4.4}$$

Эта безразмерная характеристика показывает, какая часть осадков расходуется на образование стока.

Основными понятиями, которыми пользуются в гидрологии при анализе и расчетах стока, являются годовой, максимальный и минимальный сток.

Годовым стоком называют количество воды, стекшее с данного бассейна за год. Годовой сток в каком-либо створе реки не остается постоянным от года к году: многоводные группы лет чередуются с маловодными, иногда на общем фоне многоводья отмечаются отдельные маловодные годы, и наоборот.

Большое внимание в гидрологической литературе уделяется поискам в многолетних колебаниях годового стока скрытой в нем периодичности для получения выводов, позволяющих предвидеть будущий водный режим, т. е. прогнозировать сток. С другой стороны, предпринимаются попытки связать колебания водности рек с теми или иными геофизическими процессами, в основном с проявлениями солнечной активности. Однако в свете современных представлений периодичность в ходе гидрологических явлений на протяжении периодов времени длительностью порядка столетия не подтверждается убедительными и объективными доказательствами; вопрос остается дискуссионным. Отсутствие отчетливой периодичности в многолетних колебаниях стока не исключает тенденции к образованию более или менее продолжительных чередующихся групп многоводных лет, что называют *цикличностью колебания* стока рек. Продолжительность циклов, их последовательность, а также степень отклонения от среднего значения внутри циклов за многолетний период различны. Не всегда представляется возможным проведение четких границ между многоводными и маловодными группами.

Средние значения годового стока за многолетний период, включающий несколько полных (не менее двух) циклов колебаний вод-

ности реки при неизменных географических условиях и одинаковом уровне хозяйственной деятельности в бассейне реки, называют *нормой стока.* Практически за норму гидрологических характеристик принимается среднее значение, определённое по ряду длительностью 40...60 лет. Норма стока является основной гидрологической характеристикой, которую используют при определении других характеристик стока, например годовых величин стока разной обеспеченности, сезонных и месячных величин стока и т. д. Норма стока имеет важное значение при проектировании гидротехнических сооружений, водохранилищ, систем водоснабжения и других видов водохозяйственного строительства.

Принято считать, что норма стока является устойчивой величиной, будучи обусловленной устойчивостью среднемноголетних осадков и испарения, т. е. средняя арифметическая величина стока, вычисленная за достаточно длительный период наблюдений, остается постоянной независимо от прибавления к многолетнему ряду новых членов. Однако это представление оказывается не совсем верным. По геологическим и историческим данным установлены циклические колебания климатических факторов с длительностью циклов около 1800 лет.

Кроме циклических колебаний стока, связанных с циклическими колебаниями климатических факторов, изменения стока вызываются также хозяйственной деятельностью человека.

Норма годового стока может быть выражена в виде среднегодовых значений расхода воды $\bar{Q}$ (м³/с), объема стока $\bar{W}$ (м³), модуля стока $\bar{q}_r$ [м³/(с·км²)], слоя стока $\bar{h}_y$ (мм).

Максимальным стоком (*высоким* стоком) называют объем или слой стока за время прохождения основной волны половодья или за период наибольшего дождевого паводка.

Минимальным стоком (*низким* стоком) называют наименьший сток рек, наблюдающийся в межень (летнюю или зимнюю).

4.2. ВЛИЯНИЕ КЛИМАТИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ НА СТОК

Сток рек представляет собой сложный многофакторный природный процесс, являющийся функцией физико-географических условий бассейна и хозяйственной деятельности человека.

Факторы стока, т. е. элементы внешней физико-географической среды, определяющие величину и особенности формирования стока в данном бассейне, разделяют на *климатические* и *факторы подстилающей поверхности.*

Все факторы стока взаимосвязаны и взаимообусловлены, но степень их влияния на сток различна: одни факторы играют основную роль в процессе формирования речного стока, другие — второстепенную (рис. 4.1).

Основная роль в формировании гидрологических процессов принадлежит климатическим компонентам физико-географического ландшафта бассейна: атмосферным осадкам, испарению, темпера-

туре и влажности воздуха, атмосферному давлению, скорости и направлению ветра. В соответствии с уравнением водного баланса наиболее важными метеорологическими элементами, определяющими сток, являются осадки и испарение.

Атмосферные осадки представляют собой влагу, испарившуюся с поверхности Мирового океана и суши. Водяные пары вместе с восходящими токами воздуха, подъем которых происходит вследствие сильного нагрева земной поверхности, прохождения циклонов и при встрече с горными массивами, поднимаются в верхние более холодные слои тропосферы. При понижении температуры понижается предел насыщения воздуха водяными парами, поэтому здесь создаются условия для перехода водяных паров в воду (конденсация) и происходит выпадение осадков в виде дождя, снега или града. Водяные пары, выделяющиеся непосредственно из воздуха в приземном слое земли, осаждаются на поверхности земли, растений, зданий в виде росы, инея и изморози.

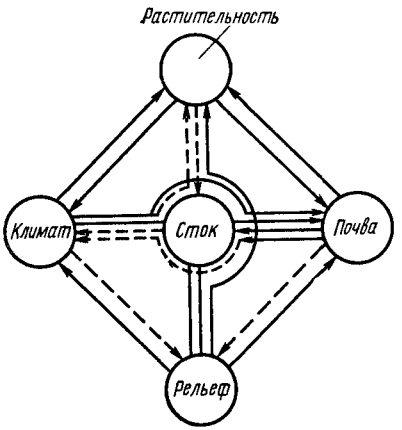


Рис. 4.1. Схема взаимодействия речного потока с основными физико-географическими факторами (по М. И. Львовичу):
——→ — важные воздействия; — — → — то же, второстепенные

С инженерной точки зрения при изучении осадков представляют интерес *количество осадков* x и *продолжительность их выпадения* t_x. Среднее количество атмосферных осадков (мм), выпадающее в 1 мин, за отдельный дождь (снегопад) на водонепроницаемую горизонтальную поверхность называют *интенсивностью* (i_x) *выпадения осадков*. По характеру выпадения осадков различают ливневые, обложные и моросящие дожди.

Ливневые осадки выпадают в виде дождя, снега, града, крупы и мокрого снега. Они образуются при быстром подъеме воздушных масс с водяными парами вверх и отличаются большой интенсивностью ($i_x > 0{,}3$ мм/мин), сравнительно коротким сроком выпадения и небольшой площадью распространения.

Ливневые осадки, обусловливающие дождевые паводки на реках, играют важную роль в процессе формирования стока рек. Максимальные расходы дождевых паводков достигают больших значений, а на малых реках могут превысить максимальные расходы от снеготаяния.

Для определения расчетных характеристик дождевых осадков используют методику, разработанную Г. А. Алексеевым, в основу которой положены статистические обобщения первичных данных

(записей самописцев дождя) наблюдений за осадками на всей территории СССР. Используя названную методику, в Государственном гидрологическом институте (ГГИ) составлены для всей территории СССР (с указанием границ применения по карте) 30 типовых кривых редукции слоя осадков, характеризующих для данного климатического района закономерность увеличения наибольшего слоя осадков $h_{x\,max}$ с возрастанием интервала времени, и кривые средней интенсивности дождя, выраженные в долях от суточных осадков.

Обложные осадки, выпадающие в виде дождя и снега, образуются при медленном подъеме теплых воздушных масс. Для них характерны невысокая интенсивность, длительный период выпадения и большие площади распространения. Обложные осадки дают большой сток, но максимальные расходы от них меньше, чем от ливней, что объясняется их растянутостью во времени.

Моросящие осадки, состоящие из мелких частичек воды или снега, характеризуются очень медленным выпадением на землю. Как правило, они весьма мало сказываются на стоке рек.

Распределение осадков по земной поверхности неравномерно, что связано со многими факторами, главнейшими из которых являются близость к океанам и морям, характер движения воздушных масс, температура воздуха и подстилающей поверхности, рельеф местности, наличие внутренних водоемов, растительного покрова и др.

Средний слой осадков для Земного шара за год составляет 1130 мм. Разница в величине слоя осадков для различных районов Земного шара значительна; так, в некоторых районах Индии годовой слой осадков достигает 15 тыс. мм, тогда как в пустынных областях Африки он не превышает 10 мм.

Величина осадков на территории нашей страны распределяется в соответствии с климатическими зонами (рис. 4.2). Средний годовой слой осадков для территории СССР равен 530 мм. Для большей части территории нашей страны характерно преобладание летних осадков над зимними, хотя соотношение между ними для разных районов может меняться в зависимости от гидрометеорологических условий. Зимним осадкам, выпадающим в виде снега, принадлежит заметная роль в гидрологических процессах как фактору, формирующему режим вод суши в климатических условиях нашей страны. Основными характеристиками снежного покрова являются продолжительность его залегания, высота, плотность снега, запасы воды в снеге.

Продолжительность залегания снежного покрова на территории СССР обусловлена климатическими условиями. Она изменяется от 3...4 дней в самых южных равнинных районах до 240...260 дней и более на Крайнем Севере. В целом отмечается закономерное уменьшение числа дней со снежным покровом с севера на юг, вызванное увеличением солнечной радиации, и с востока на запад, обусловленное смягчением континентальности климата (рис. 4.3).

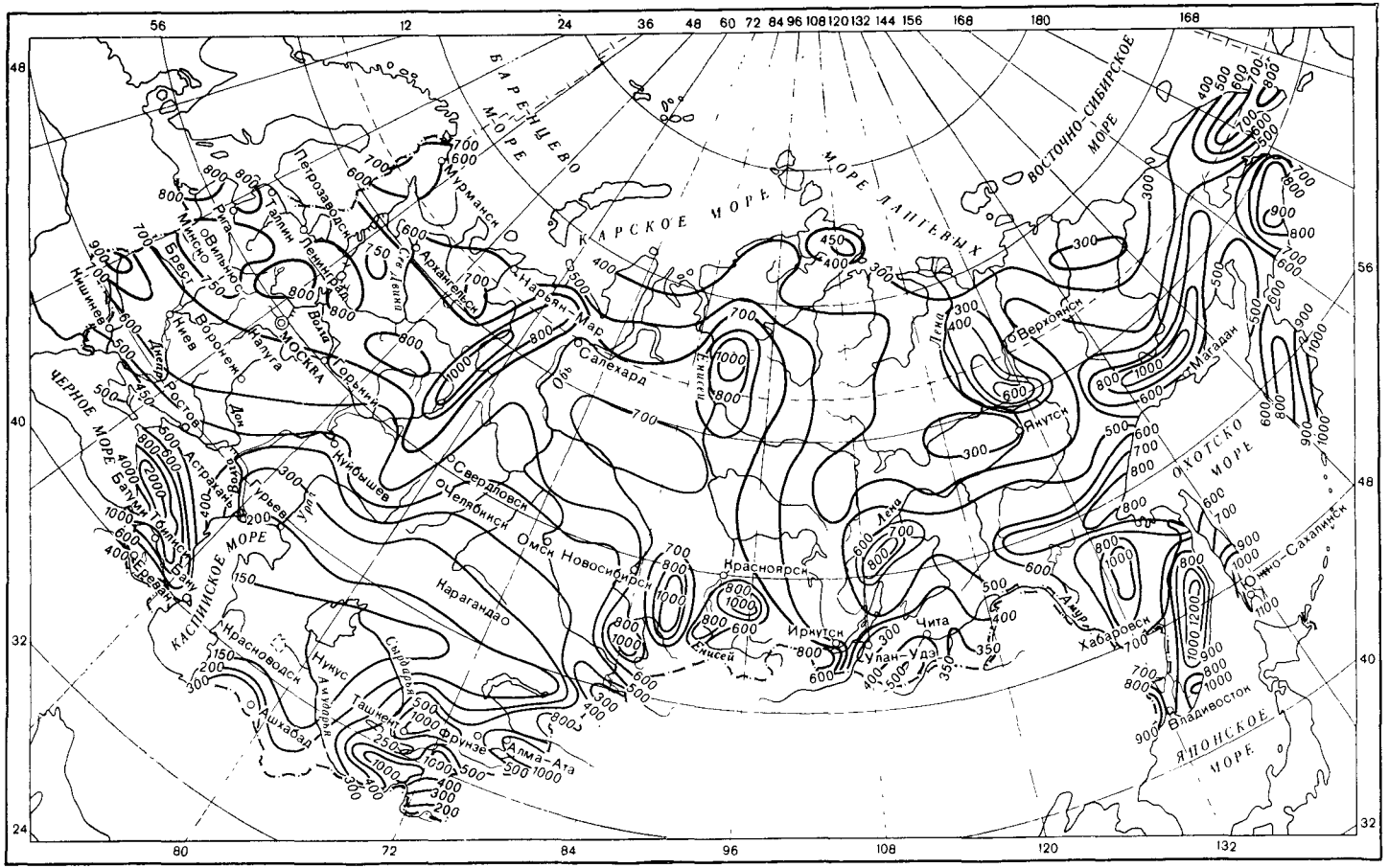


Рис. 4.2. Среднее годовое количество осадков (мм)

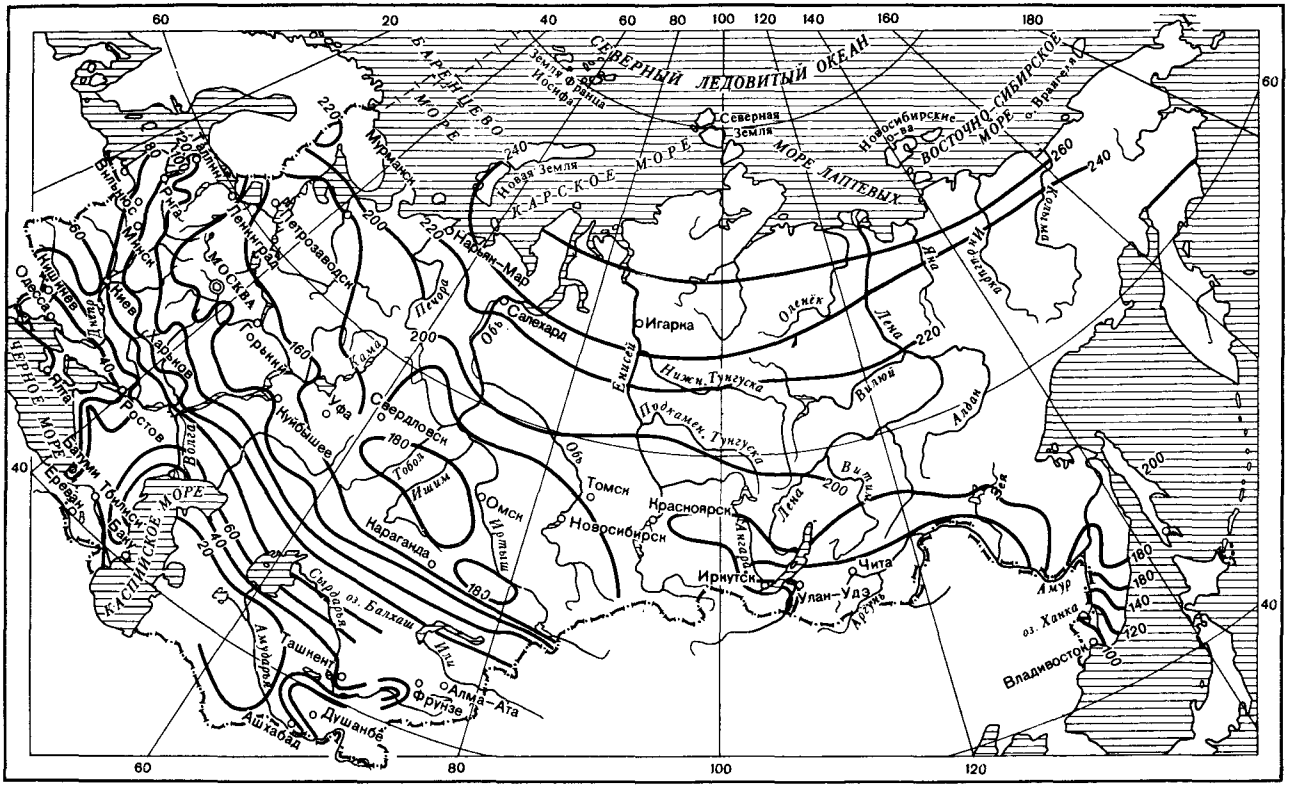


Рис. 4.3. Среднее многолетнее значение числа дней со снегом

В горных районах образование снежного покрова и продолжительность его залегания зависят от высоты над уровнем моря.

Высота снежного покрова в различных районах СССР изменяется в широких пределах (рис. 4.4): от 150...200 см (Авачинская сопка) до 10...15 см (Сев. Крым). В горных районах наибольшая мощность снежного покрова отмечается на южном склоне Большого Кавказа (2...3 м), а в отдельных пунктах вследствие ветрового наметания высота снега достигает 4 м и более.

Относительная плотность снега $\rho_{sn,r}$ представляет собой отношение массы снега к массе воды в одинаковых объемах:

$$\rho_{sn,r}=m_{sn}/m_w, \tag{4.5}$$

где m_{sn} — масса снега; m_w — масса воды. На практике обычно с помощью цилиндра высотой $h_{sn,c}$ отбирается проба снега и после его таяния определяется высота слоя воды h_w, тогда $\rho_{sn,r}=h_w/h_{sn,c}$.

При отсутствии данных измерений для определения относительной плотности снега можно пользоваться следующими значениями: для свежевыпавшего снега она приближенно равна 0,08 ... 0,14, для слежавшегося снега до таяния — 0,14...0,30, в начале таяния — 0,24...0,35, в конце таяния — 0,30...0,45.

При известных высоте снежного покрова и его плотности можно вычислить запасы воды в снеге $V_{w,sn}$, определяющие размер весеннего половодья и увлажнение почвогрунтов, по формуле

$$V_{w,sn}=\rho_{sn,r}h_{sn}, \tag{4.6}$$

где h_{sn} — высота снежного покрова.

Изменение запасов воды в снеге практически повторяет изменение по территории высоты снежного покрова.

Количественные характеристики осадков могут быть представлены в виде месячных, годовых и среднемноголетних значений. Их получают непосредственно на метеорологических станциях в виде таблиц, составленных по данным наблюдений. Наиболее часто в гидрологических расчетах используют среднее количество осадков для бассейна (норма осадков), которое можно вычислить одним из следующих методов: средних арифметических, изогиет*, квадратов, среднего взвешивания.

Метод средних арифметических наиболее простой и применяется преимущественно для бассейнов равнинных рек при наличии однородного рельефа и сравнительно густой сети метеорологических станций. Норма осадков по бассейну реки получается в этом случае делением суммы средних годовых осадков, зарегистрированных на всех метеостанциях бассейна, на число станций.

При использовании *метода изогиет* предварительно на карту бассейна наносят все метеорологические станции с указанием среднего количества осадков за определенный период времени на каж-

* *Изогиеты* — линии равных количеств атмосферных осадков за определенный период времени (год, сезон, месяц, многолетний период).

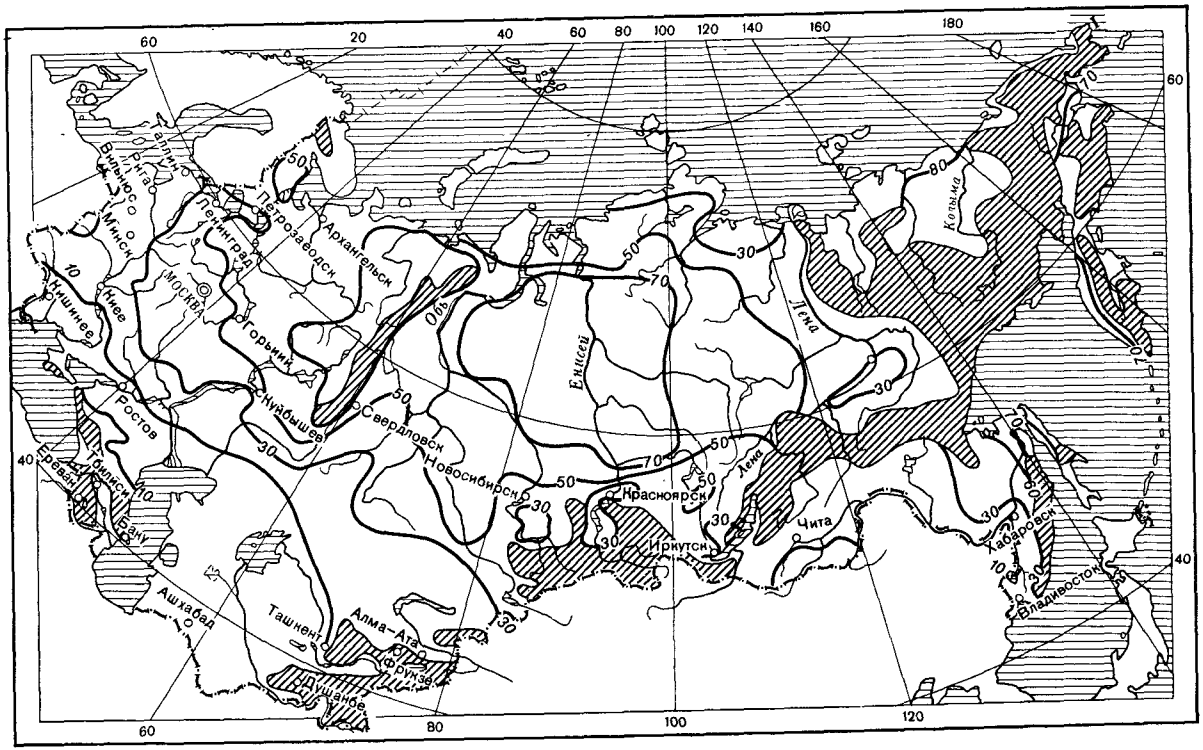


Рис. 4.4. Средняя многолетняя высота снежного покрова за декаду с наибольшим его значением (см)

дой из них. По этим данным проводятся изогиеты. Площади бассейна, заключенные между соседними изогиетами, определяют планиметрированием. Средний слой осадков $\bar{x}$ (мм) для всего бассейна вычисляют как средневзвешенную величину:

$$\bar{x}=\frac{x_1f_1+x_2f_2+\ldots+x_nf_n}{f_1+f_2+\ldots+f_n}=\frac{\sum\limits_{i=1}^{i=n}x_if_i}{\sum\limits_{i=1}^{i=n}f_i}, \qquad (4.7)$$

где $x_1, x_2, \ldots, x_n$ — полусуммы количеств осадков для соседних изогиет; $f_1, f_2, \ldots, f_n$ — площади бассейна, заключенные между соседними изогиетами.

Метод изогиет является наиболее точным, но может быть применен только в условиях достаточно густой сети станций.

Для больших речных бассейнов и при относительно неравномерном распределении метеорологических станций применяют также сравнительно простой метод квадратов. Площадь всего бассейна разбивается на сеть равных квадратов. Среднее количество осадков для каждого квадрата вычисляют как среднее арифметическое из слоев осадков на всех станциях, попавших в квадрат, либо интерполируется между смежными квадратами, если в квадрат не попала ни одна станция. Осадки по квадратам суммируются, и сумма делится на число квадратов.

Способ среднего взвешивания применяют в том случае, когда невозможно провести изогиеты при небольшом количестве метеостанций. Тогда на карту бассейна наносят все имеющиеся пункты наблюдений данного бассейна и соседних бассейнов. Соединением их прямыми линиями получают сеть треугольников. Из середины каждой стороны треугольника восстанавливают перпендикуляры, которые, пересекаясь в одной точке внутри треугольников, определяют границы участка, прилегающего к каждой станции. Размеры площадей участков определяют планиметрированием. Среднее количество осадков (мм) вычисляют по формуле

$$\bar{x}=\frac{x'_1f'_1+x'_2f'_2+\ldots+x'_nf'_n}{f'_1+f'_2+\ldots+f'_n}=\frac{\sum\limits_{i=1}^{i=n}x'_if'_i}{\sum\limits_{i=1}^{i=n}f'_i}, \qquad (4.8)$$

где $x'_1, x'_2, \ldots, x'_n$ — осадки в пунктах наблюдений; $f'_1, f'_2, \ldots, f'_n$ — площади участков бассейна, тяготеющих к каждой станции.

Испарение с поверхности речного бассейна включает в себя испарение с поверхности водоемов, находящихся на его территории, с поверхности снежного покрова и льда и испарение с почвы, включая транспирацию растений. Испарение представляет собой процесс перехода воды из жидкой или твердой фазы в газообразное состояние (пар); обратный процесс называют конденсацией. Движение мо-

лекул в воде происходит в различных направлениях с разными скоростями, которые определяются температурой воды. Молекулы воды, обладающие большей, чем средняя, кинетической энергией, прорываются через поверхность воды и поступают в атмосферу. Чем выше температура воды, тем больше число молекул, уходящих в атмосферу, при этом средняя кинетическая энергия молекул воды уменьшается, что влечет за собой снижение температуры воды. Одновременно с отрывом молекул от водной поверхности происходит и обратное поступление молекул воды из атмосферы в воду. Если количество молекул, уходящих в атмосферу, больше количества молекул воды, поступающих из атмосферы, то происходит испарение. В случае обратного соотношения происходит конденсация. При конденсации водяных паров молекулы его взаимно притягиваются, вследствие чего возрастают кинетическая энергия молекул и скорость их движения, что ведет к нагреванию жидкости.

Испарение с водной поверхности определяется рядом факторов: разностью упругости водяного пара, насыщающего пространство при температуре поверхности воды, и упругостью водяного пара, фактически находящегося в воздухе, скоростью ветра, температурой воды и воздуха.

Наблюдения над испарением с водной поверхности проводятся с помощью специальных приборов (испарителей и испарительных бассейнов) на водоиспарительных станциях. Получаемые по ним данные показывают зависимость испарения от размера испаряющей поверхности. В качестве эталона в СССР принят испарительный бассейн площадью 20 м^2 и глубиной 2 м; при таких параметрах, по данным наблюдений Валдайского филиала ГГИ, конструктивные особенности испарителей не оказывают заметного влияния на их показания. При использовании испарителей с другими площадями испаряющей поверхности их показания приводят к эталону введением переходных (редукционных) коэффициентов.

При расчетах испарения все водоемы делят на три группы: малые с площадью до 5 км^2, средние с площадью 5...40 км^2 и большие с площадью более 40 км^2.

Показатели испарительного бассейна площадью 20 м^2 соответствуют испарению с малых водохранилищ и прудов, для водоемов больших размеров испарение увеличивается на 15...20%. Редкая сеть водоиспарительных станций не позволяет пользоваться данными непосредственных измерений. В то же время при расчетах водного баланса различных водных объектов и территорий, водохозяйственных расчетах при создании водохранилищ необходимо знать среднее значение испарения за многолетний период (норму) и его внутригодовое распределение. В практике инженерных расчетов для этой цели используют карту изолиний среднемноголетнего испарения с водной поверхности и схему районирования СССР на зоны внутригодового хода испарения, составленную ГГИ (рис. 4.5). В соответствии с внутригодовым ходом испарения с поверхности малых водоемов территория СССР делится на 8 зон, для которых подсчи-

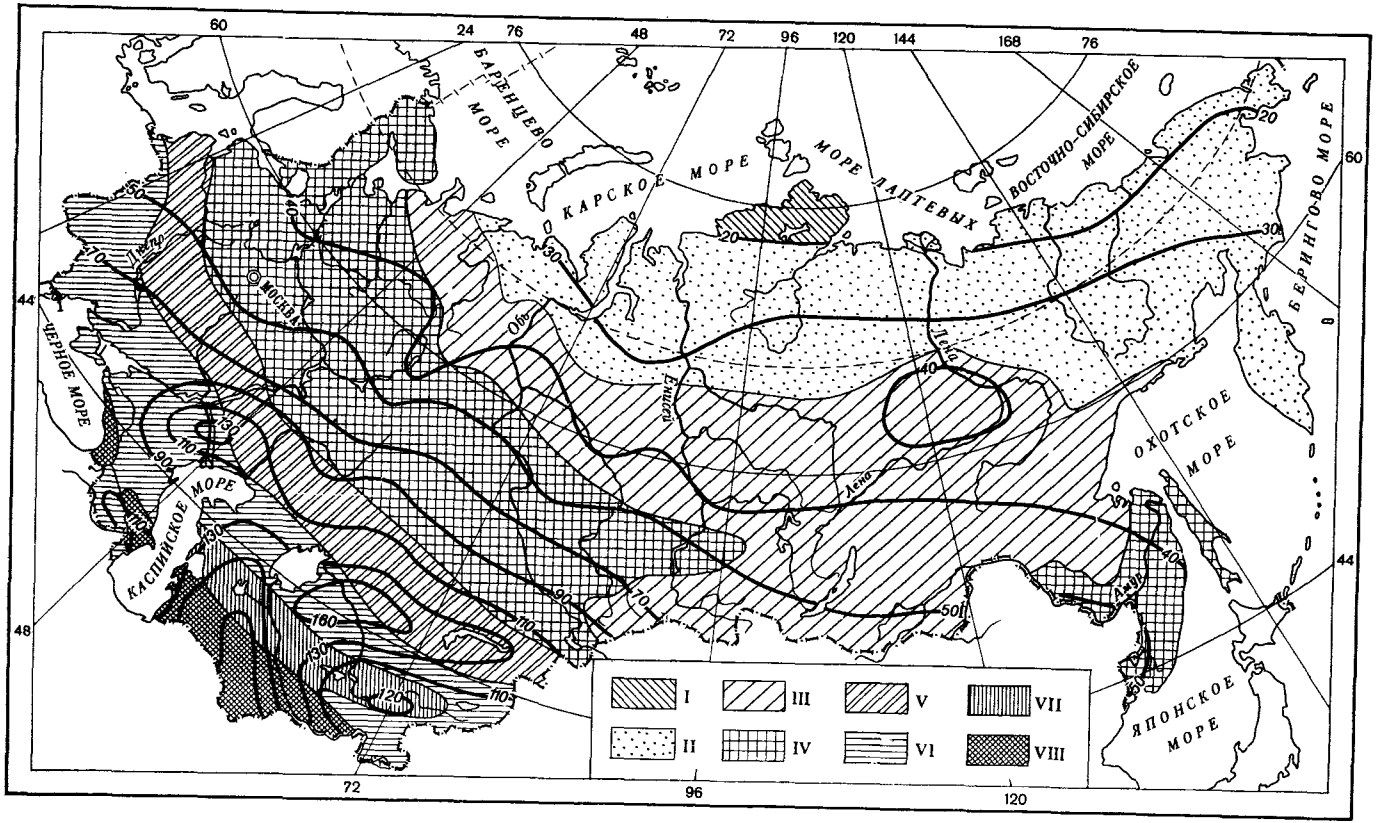


Рис. 4.5. Средиемноголетиее испарение с водиой поверхности бассейна площадью 20 м² и схема районирования СССР иа зоиы виутригодового хода испареиия (см)

Таблица 4.1. **Месячное испарение с поверхности малых водоемов (% от суммы за безледоставный период)**

Зона	Месяцы											
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
I	—	—	—	—	—	(20)	(45)	(30)	(5)	—	—	—
II	—	—	—	—	7	28	33	23	9	—	—	—
III	—	—	—	—	16	25	21	20	14	4	—	—
IV	—	—	—	3	16	22	21	19	12	6	1	—
V	—	—	—	6	14	20	21	19	12	6	2	—
VI	—	—	3	6	13	17	20	19	13	7	2	—
VII	—	1	4	7	13	16	19	17	12	7	3	1
VIII	2	3	4	7	12	15	16	16	12	7	4	2

тано месячное испарение в процентах от суммы за безледоставный период (табл. 4.1).

При отсутствии данных наблюдений испарение со средних и больших водоемов вычисляют также по эмпирическим формулам.

Испарение с поверхности снега и льда определяется теми же факторами, что и с водной поверхности, но вследствие более низких температур поверхности испарение протекает менее интенсивно. При этом скорость испарения со снежного покрова меньше скорости испарения с поверхности льда, что объясняется меньшей теплопроводностью снега. Вследствие этого температура на поверхности снега оказывается ниже, чем на поверхности льда. Интенсивность испарения с поверхности снега находится в прямой зависимости от плотности снежного покрова.

Для определения среднемноголетних месячных или сезонных значений испарений с поверхности снега используют данные наблюдений по снеговым испарителям или эмпирические формулы.

Испарение с поверхности снега и льда в сравнении с испарением с водной поверхности весьма незначительно: для европейской части СССР его величина за четыре зимних месяца составляет 25...30 мм слоя воды.

Испарение с поверхности почвы, лишенной растительности, кроме метеорологических факторов зависит от влажности почвенного слоя, его структуры и механического состава. Испарение с почвы измеряют с помощью почвенных испарителей различных конструкций.

Самая сложная форма испарения связана с жизнедеятельностью растений. Поглощение влаги корневой системой растений, перемещение ее по стеблям к листьям и испарение воды с поверхности листьев называют процессом транспирации. Транспирация изменяется в течение суток и в продолжение вегетационного периода, что связано с солнечной радиацией, изменением метеорологических факторов и увлажнением почвы.

Величину транспирации определяют почвенными испарителями или с помощью специальных установок (для крупных растений).

Обычно величина испарения с поверхности речных бассейнов определяется суммарно, хотя в последнее время разрабатываются способы дифференцированной оценки испарения. Теория испарения и методы его определения рассматриваются в курсах физики и метеорологии. Изложенные в них методы определения среднего слоя испарения с больших площадей, в частности для речного бассейна, требуют большого объема информации о метеорологических и актинометрических факторах по большому числу пунктов наблюдений. Такая информация чаще всего отсутствует. В инженерной гидрологии при гидрологических и водохозяйственных расчетах, гидротехническом и мелиоративном проектировании используют более грубые методы, основанные на зависимости испарения от главнейших метеорологических факторов. Наиболее простым из них и вместе с тем наиболее точным является метод водного баланса. Суммарное испарение находится как разница между осадками и стоком в уравнении водного баланса $\bar{z}=\bar{x}-\bar{y}$.

По данным подобных расчетов в ГГИ получена карта изолиний годовых величин суммарного испарения на территории СССР. Показания, снимаемые с этой карты, соответствуют испарению с больших площадей порядка 6000...7000 км². Погрешность снимаемых значений при этом обычно не превышает 15% для большей части равнинной территории страны. В районах Крайнего Севера и горного рельефа ошибка увеличивается до 20%, а для малоизученных районов указанных областей она достигает 40%.

4.3. ВЛИЯНИЕ ФАКТОРОВ ПОДСТИЛАЮЩЕЙ ПОВЕРХНОСТИ

На общем фоне воздействия климатических факторов на формирование стока и его величину проявляется влияние неклиматических факторов, которое заметно усиливается с уменьшением размеров бассейна и периода, за который рассматривается это влияние.

К факторам подстилающей поверхности относятся рельеф, почвенный покров, геологическое строение бассейна реки, наличие растительности, болот и озер.

Рельеф речных бассейнов определяется совокупностью форм земной поверхности, высотным их расположением, степенью расчлененности и изрезанности, крутизной и экспозицией склонов, уклонами водных потоков. Влияние рельефа поверхности водосбора на сток проявляется различно. Наличие крупных форм рельефа способствует увеличению скорости стекания воды по поверхности водосбора, а при больших уклонах интенсифицируется развитие гидрографической сети. В то же время плоский, равнинный рельеф способствует увеличению водоудерживающей способности бассейна. При одинаковых прочих условиях фильтрация больше в равнинных бассейнах по сравнению с горными. В общем случае непосредственное влияние рельефа (уклонов и длины склонов) на реч-

ной сток ощутимо при малых площадях водосборов, нивелируясь при их увеличении.

Значительно большее влияние оказывает рельеф на отдельные элементы водного баланса речных бассейнов: осадки, инфильтрацию влаги в почвогрунты и испарение. Особенно ярко это влияние выражено в горах, где с высотой местности увеличивается годовая сумма осадков, снижается температура воздуха, что вызывает уменьшение испарения и соответственно увеличение стока.

Вертикальная зональность климатических факторов обусловливает вертикальную зональность стока. С высотой возрастает доля твердых осадков, что приводит к увеличению стока.

В речных бассейнах горных районов рельеф способствует перераспределению твердых осадков. В горных котловинах, глубоких ущельях, у подножья склонов в результате схода снежных лавин и перемещения снегового покрова ветром скапливаются большие массы снега, которые при таянии в летний период служат источником питания горных рек.

На равнинных территориях ветер также сносит снег с открытых мест в понижения рельефа (балки, овраги и речные долины). Таяние аккумулированных снежных запасов приводит к увеличению поверхностного стока в период весеннего половодья.

В речных бассейнах равнинных территорий засушливых и полупустынных районов с редкой гидрографической сетью значительные площади (20...50% и более) занимают бессточные пространства и бессточные озера. Осадки, выпадающие на их поверхность, полностью расходуются на испарение и питание подземных вод, залегающих ниже русл и не принимающих участия в питании рек. Размеры бессточных площадей сокращаются в многоводные годы и возрастают в маловодные. При расчетах характеристик стока бессточные площади следовало бы исключить из водосборных площадей, но определение этих площадей практически не представляется возможным.

Влияние **почвенного покрова** речного бассейна на сток зависит от водопропускных и водоудерживающих свойств почв, которые определяют процессы фильтрации и испарения воды, поступающей на водосбор в виде осадков. При изучении влияния почв прежде всего исследуют физико-механические и физико-химические характеристики почв, их структуру и характер сельскохозяйственной обработки. При относительно высокой инфильтрационной и слабой водоудерживающей способности большая часть осадков просачивается через почвогрунты, достигает уровня грунтовых вод, способствуя увеличению их запасов. В этом случае поверхностный сток уменьшается, испарение мало, но внутригодовое распределение стока будет более равномерным в результате увеличения стока в меженный период. При малой инфильтрационной и высокой удерживающей способности почвы выпавшие атмосферные осадки почти полностью стекают по поверхности, увеличивая поверхностный сток, но запасы подземных вод в этом случае не восполняются. Из физико-хими-

ческих свойств почвы важную роль играет наличие коллоидов в их составе. В верхнем слое почвы, где развита корневая система растений и происходят бактериологические процессы, часть пор заполнена коллоидами (студенистыми веществами органического происхождения), которые при поглощении воды набухают, тем самым уменьшая фильтрующую способность почвенного слоя. Структурные почвы * легко впитывают воду, обладают высокой водоудерживающей способностью. Бесструктурные почвы впитывают небольшое количество воды, увеличивая поверхностный сток.

Разница среднегодовых значений испарения и стока для замкнутых бассейнов при разных категориях почв (например, песчаных и глинистых) будет отличаться не более чем на 10...20%. Водосборы с большой площадью (несколько десятков квадратных километров) имеют неоднородные почвы, поэтому влияние почв на величину стока для крупных бассейнов не очень велико. Особенности почв имеют решающее значение, иногда большее, чем климатические факторы, при формировании стока временных водотоков и малых речных бассейнов.

Геологическое строение речного бассейна оказывает значительное влияние на величину поверхностного стока и грунтового питания реки, определяя условия накопления и расходования подземных вод. Наиболее важными факторами формирования стока являются литологический состав пород, характер их залегания и глубина водоупоров. Наличие мощных слоев хорошо водопроницаемых рыхлых или трещиноватых пород, являющихся аккумуляторами влаги, обусловливает более равномерный сток и увеличение грунтового питания, особенно заметное в межень. В областях распространения закарстованных горных пород поверхностный сток обычно отсутствует. Атмосферные осадки, поглощенные карстовыми воронками и просочившиеся в трещины, существенно увеличивают запасы подземных вод, способствуя зарегулированности стока.

Геологическим фактором считают также и глубину эрозионного вреза русла реки, которая обычно возрастает с увеличением площади речного бассейна. Углубление эрозионного вреза повышает вероятность прорезания большого числа горизонтов подземных вод и усиления подземного питания реки.

Непосредственное влияние **растительности** на сток сравнительно невелико. Растительный покров, увеличивая шероховатость земной поверхности, создает условия для лучшего просачивания воды в почву.

В значительно большей мере влияние растительности, особенно леса, выражается в изменении климатических факторов стока: задержание части атмосферных осадков и увеличение тем самым потерь на испарение, поглощение влаги из почвы и расходование ее в больших количествах на испарение, затенение почвы и уменьше-

---

* Почвы, имеющие крупные, хорошо видные простым глазом микроагрегаты (соединения отдельных гранулометрических элементов).

ние ее нагревания, а тем самым уменьшение испарения с почвы, увеличение в лесу нормы осадков и т. д. Кроме того, растительный покров перераспределяет поверхностный и подземный сток вследствие повышенной скважности и водопроницаемости лесных почв и большей шероховатости поверхности залесенных водосборов.

Вопрос о влиянии леса на сток служит предметом многолетних дискуссий и рассматривается в исследованиях ряда авторов: В. В. Докучаева, В. В. Рахманова, А. А. Молчанова, А. В. Лебедева и др.

В настоящее время установлено, что гидрологическую роль леса следует рассматривать с учетом ряда причин и в зависимости от природных условий и хозяйственной деятельности человека. В первую очередь следует иметь в виду, что распространение лесов и сток в естественных условиях тесно связаны с климатом. При одинаковых климатических условиях и одинаковой лесистости влияние леса зависит от геоморфологических условий, с которыми тесно связаны процессы стекания воды по поверхности земли, положения уровня грунтовых вод, физических и водных свойств почвы, состава и полноты насаждений, способов рубки леса и характера и продуктивности поля, с которым сравнивается сток облесенных территорий.

Для малых водосборов при одинаковых размерах бассейнов, одинаковых климатических и геологических условиях с увеличением лесистости происходит уменьшение стока. Это связано с тем, что в лесных бассейнах влага попадает в речную сеть почти исключительно подземным путем. Малые реки, имеющие незначительную глубину вреза русла, обычно не получают подземного питания. По мере увеличения глубины эрозионного вреза на больших водосборах бóльшая часть просачивающихся вод попадает в речную сеть бассейна в связи с усилением дренирующей роли реки. Поэтому различия в стоке с увеличением площади водосборов безлесных и лесистых районов постепенно сглаживаются.

Влияние болот на сток, согласно многочисленным исследованиям, может быть как положительным, так и отрицательным. С одной стороны, благодаря большой влагоемкости болото способно аккумулировать значительный объем воды. Но вследствие малой водоотдачи торфа, а также низкого расположения болот накопленная вода тратится на испарение, особенно в теплое время года. Исследования Б. С. Маслова и А. Г. Булавко в Белоруссии показали уменьшение коэффициента годового стока с повышением заболоченности водосбора, что подтверждается данными других авторов.

Влияние болот на формирование стока и его величину зависит от общих климатических и микроклиматических условий, определяющих количество осадков, конденсацию и испарение с различных подстилающих поверхностей, а также от типа болот (верховое и низинное), стадии их развития, степени заболоченности отдельных водосборов по сравнению со средней заболоченностью территории.

Наличие озер на территории речных бассейнов существенно влияет как на величину годового стока, так и на распределение его по сезонам года. С изменением озерности меняются соотношения между площадями, покрытыми водой и занятыми сушей. Различие в величине испарения с водной поверхности и с суши влечет за собой изменения стока. Годовой сток рек, в бассейнах которых имеются озера, снижается. Влияние озерности неодинаково в различных физико-географических условиях. В лесной зоне при озерности до 10% уменьшение годового стока составляет менее 10%, а при озерности 30...50% и более уменьшение годового стока может достигнуть 50% и более. При этом к югу влияние озерности на уменьшение годового стока быстро возрастает. Озера являются мощными регуляторами стока, способствуя растягиванию половодья и уменьшению максимальных расходов воды в период половодья и повышению стока в маловодные сезоны года. Регулирующая способность озер зависит от места их нахождения, оказывая больший регулирующий эффект при расположении в нижнем течении водотоков.

4.4. МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ И РАСЧЕТОВ СТОКА

Гидрологические расчеты являются одним из основных разделов инженерной гидрологии. Этот раздел как бы объединяет многие теоретические и экспериментальные исследования в области гидрологии с широкой инженерно-строительной и водохозяйственной практикой.

В задачи гидрологических расчетов как научной дисциплины входит разработка методов, позволяющих рассчитать величины различных характеристик гидрологического режима водотоков. При этом основную группу задач составляют расчеты стока воды: нормы годового стока, внутригодового распределения стока, максимальных расходов половодий и паводков, гидрографов половодий и паводков, минимальных расходов воды. При изучении гидрологического режима водотоков и определении расчетных характеристик стока используют методы гидрометрический, научных гидрологических обобщений, лабораторного и математического моделирования.

Гидрологической основой расчетов стока являются данные гидрометрических наблюдений, проводимых на сети гидрометеорологических станций и постов в течение продолжительного периода. *Гидрометрический метод* определения гидрологических характеристик широко используют во многих странах с малыми территориями, где возможно создание густой сети наблюдений, охватывающих большую часть водотоков. В условиях громадной территории нашей страны большее распространение при изучении режима и определении расчетных гидрологических характеристик стока получил *метод научных гидрологических обобщений*, при котором используют материалы наблюдений опорной сети гидрометеорологических стан-

ций и экспериментальных исследований региональных водно-балансовых (стоковых) станций для установления закономерностей формирования и распределения стока по территории и его изменчивости во времени. Основу метода составляют глубокий генетический анализ среды, в которой формируется сток, и анализ отдельных процессов и факторов, определяющих его качественные и количественные характеристики. В современных условиях генетический метод исследования гидрологических явлений тесно сочетается со *статистическим,* включающим в себя комплекс исследований, осуществляемых для выяснения вероятностных закономерностей, проявляющихся в гидрологических процессах. Совместное использование генетического и статистического методов в научных гидрологических обобщениях является принципиально наиболее перспективным путем решения задач гидрологических расчетов. Решение многих задач статистической гидрологии было бы невозможно без использования электронно-вычислительных машин (ЭВМ). Внедрение в практику гидрологических расчетов ЭВМ привело к широкому распространению метода *математического* (кроме лабораторного) *моделирования* гидрологических процессов, естественный ход которых заменяется разработанной теоретической моделью.

Таким образом, сочетание сетевых, полевых экспериментальных исследований, лабораторного и математического моделирования и экспедиционных обследований при широком применении методов математической статистики в научных гидрологических обобщениях позволяет глубже раскрывать сущность сложных процессов формирования речного стока и совершенствовать методы определения характеристик стока.

4.5. СТАТИСТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ В ГИДРОЛОГИИ

Методы теории вероятности и математической статистики широко применяют при исследовании гидрологических явлений и в особенности при расчетах характеристик речного стока.

Проектирование инженерных мероприятий, связанных с использованием водных ресурсов, требует количественной оценки параметров речного стока, изменяющихся во времени и в пространстве. Принимаемые для проектных разработок величины должны характеризовать сток используемого водного объекта в будущем периоде эксплуатации водохозяйственного предприятия, исчисляемом десятками и сотнями лет. Данные о возможных значениях в будущем расчетных параметров гидрологического режима можно получить путем экстраполяции зависимости стока от стокообразующих факторов, полученной по материалам непосредственных изменений стока за длительный период, опираясь на статистические закономерности, проявляющиеся в рядах гидрологических величин (см. ниже).

Применение статистических методов вытекает из физической сущности гидрологических явлений и процессов, представляющих

собой результат действия большого числа факторов. При этом учесть в полной мере степень участия каждого фактора в формировании рассматриваемого явления не представляется возможным. Например, годовой сток формируется в зависимости от годового количества осадков и осадков предыдущих лет, температуры воздуха, запасов влаги в бассейне и др. Каждый из перечисленных факторов, в свою очередь, обусловлен общими процессами циркуляции атмосферы, радиационным балансом, температурой и влажностью воздуха, скоростью ветра и т. д.

Математическое описание совокупности явлений, сформированных вследствие многофакторных связей, может быть выполнено лишь статистическими методами.

Возможность использования статистических закономерностей при расчетах характеристик гидрологического режима (максимальных, средних годовых и минимальных расходов воды, распределения стока внутри года, величины стока наносов, осадков и др.) опирается на положение о случайном характере формирования гидрологических рядов. Случайными считают какие-либо значения одной и той же величины, последовательность появления которых не связана с появлением предыдущих значений этой величины. Принятие гипотезы о подчинении колебаний гидрологических величин закономерностям колебаний, свойственным случайным величинам, означает случайность появления данного явления только во времени, но не в его размерах. Величина конкретной гидрологической характеристики, сформировавшейся на конкретном бассейне, обусловлена сочетаниями ряда факторов, действовавших в промежутке времени ее формирования. Эти факторы — осадки и их интенсивность, интенсивность снеготаяния, влажность и промерзаемость почвогрунтов, испарение — вполне поддаются определению.

Для теоретического обоснования применения статистического направления в качестве основы многих приемов гидрологических расчетов используют так называемые *предельные теоремы теории вероятности.* Согласно одному из основных положений этих теорем к случайным явлениям применим закон больших чисел, из которого следует, что при очень большом числе случайных однородных явлений средний их результат перестает быть случайным и может быть предсказан с большей степенью определенности. Это свойство отмечается во многих гидрологических явлениях. Второе положение выражается в так называемой центральной предельной теореме, в соответствии с которой явления и события, возникающие под воздействием суммы или произведения большого числа независящих или слабозависящих случайных факторов, образуют случайную совокупность, подчиняющуюся определенным статистическим законам.

Таким образом, центральная предельная теорема теории вероятности служит для изучения интегрального действия большого числа факторов в многофакторных явлениях и связях до того, как будет

изучено влияние каждой причины отдельно, что при современном состоянии наших знаний пока еще не всегда представляется возможным.

4.6. ОБЕСПЕЧЕННОСТЬ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК

Колебания стоковых характеристик не являются функцией времени и не имеют определенных закономерностей, поэтому по имеющимся данным наблюдений за элементами гидрологического режима невозможно установить хронологический ход стока на будущий запланированный период службы водохозяйственного предприятия. Невозможно и определить, когда будет наблюдаться какое-либо значение характеристики стока и сколько раз за это время рассматриваемая характеристика стока превысит то или иное значение. На современном этапе знаний предстоящий сток приходится описывать в виде вероятностно-количественной оценки, отвечающей той или иной повторяемости или обеспеченности исследуемой характеристики.

Гидрологическая информация, полученная в результате гидрометрических измерений и наблюдений, представляет собой некоторый временной, так называемый календарный ряд наблюдений, включающий n лет. Для иллюстрации приемов, используемых при статистической обработке гидрологических информационных данных, рассматривается ряд многолетних наблюдений над какой-либо переменной величиной x_i, например над средними годовыми расходами (годовой сток) за период n лет. Средние годовые расходы обрабатываемого ряда наблюдений располагаются не в календарной последовательности, а в порядке убывания, формируя *статистический ряд* данных (без привязки к дате). Такой ряд значений характеристики за ограниченный период наблюдений рассматривается как *выборка* (часть) из более длинного ряда (*генеральной совокупности*), расположенного в таком же порядке. Если один и тот же расход в календарном ряду данных встречается несколько раз, его несколько раз и записывают, давая ему соответствующие порядковые номера.

Разность между наибольшим (x_{max}) и наименьшим (x_{min}) значениями в ряду по убыванию представляет амплитуду или варьирование величин в ряду. Общую амплитуду колебания исследуемой случайной величины (среднего годового расхода) можно разделить на отдельные интервалы, или градации, число которых обычно назначается в зависимости от объема рассматриваемого материала так, чтобы отразить типичные черты рассматриваемого ряда наблюдений. Для приближенной оценки числа интервалов можно использовать эмпирические формулы, например $n_x \leqslant 5 \lg n$, где n_x — число интервалов; n — общее число наблюдений. Назначенные градации не должны перекрываться, чтобы одно и то же значение ряда не могло попасть в две градации. Если наблюдаемая величина ранжированного ряда попадает на границу градации, то

ее условно относят к большей градации. После назначения интервалов (градаций) подсчитывается число попаданий случайной величины (среднего годового расхода) в каждый интервал, при этом сумма случаев по всем градациям равна общему числу лет наблюдений n. Число величин в каждом интервале называют *абсолютной частотой*. Выражая абсолютные частоты в процентах от общего числа случаев, получают *относительные частоты*. Сумма относительных частот равна 100%. Абсолютная и относительная частоты представляют повторяемость величин, попадающих в данный интервал. По значениям относительных частот можно построить график, на котором по оси ординат отложены градации расходов, а по оси абсцисс — в виде прямоугольников относительные частоты (рис. 4.6, *а*).

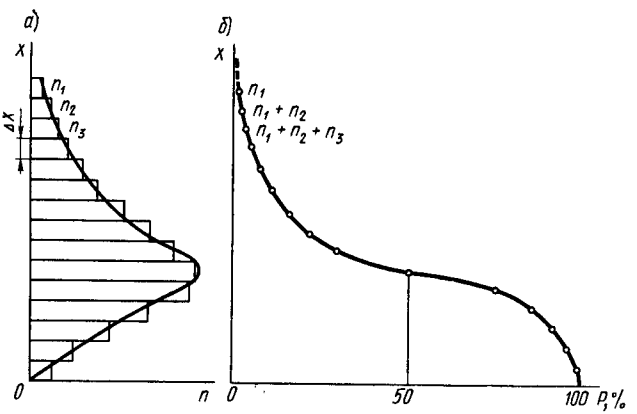


Рис. 4.6. Схема построения по кривой распределения вероятностей (*а*) кривой обеспеченности (*б*)

Полученный график относительных частот называют *гистограммой распределения*. Гистограмма распределения рассматриваемой переменной величины показывает, что число членов (частота) в интервалах увеличивается с обеих сторон по мере приближения к среднему интервалу, т. е. увеличивается *повторяемость*. Напротив, наименьшее число членов ряда попадает в первый и последний интервалы, что соответствует закону больших чисел, по которому чем больше отклонение какого-либо значения в данном ряду от среднего (максимальное или минимальное значение переменной величины в ряду), тем меньше вероятность появления такой величины.

При бесконечном увеличении числа интервалов с бесконечным уменьшением каждого интервала ступенчатая гистограмма распределения превращается в плавную *кривую распределения вероятностей*, которую называют *кривой повторяемости*. Эта кривая дает наглядное представление о законе распределения случайной величины и показывает частоту или повторяемость того или иного значения случайной величины.

Последовательным суммированием относительных частот в пределах выделенных интервалов начиная от наибольшего значения получают *суммарную* (интегральную) *кривую распределения вероятностей,* которую называют кривой *обеспеченности* (рис. 4.6, *б*). Кривая обеспеченности показывает, какова вероятность превышения (обеспеченность) данного значения статистического ряда. Итак, в результате статистической обработки исходных данных гидрометрических наблюдений за какой-либо характеристикой получают кривую распределения вероятностей, представляющую закон распределения изучаемой характеристики (частоту появления изучаемой характеристики или повторяемость). Интеграл кривой распределения вероятностей позволяет получить теоретическую кривую обеспеченности.

Для статистического ряда исходных данных вероятность превышения или обеспеченность характеристики P_m (%), занимающей m-е место в ряду, равна

$$P_m = (m/n)\,100. \tag{4.9}$$

Это так называемая *эмпирическая* ежегодная *вероятность превышения,* выявленная из наблюдаемой частоты появления благоприятных (интересующих нас в той или иной задаче) случаев, составляющих статистический (очень длинный) ряд. С увеличением числа лет наблюдений (в пределе до бесконечности) получают *теоретическую вероятность превышения* исследуемой величины P (%):

$$\lim_{n\to\infty}(m/n) = P.$$

По формуле (4.9) обеспеченность последнего члена ряда независимо от числа входящих в него характеристик получается одинаковой и равной 100%. Поэтому в эту формулу необходимо ввести поправки, учитывающие асимптотическое приближение обеспеченности к 100% при $n\to\infty$.

Для установления эмпирической обеспеченности членов ограниченного ряда, в наибольшей степени отвечающей теоретической обеспеченности, предложено несколько формул. Нормами по определению расчетных гидрологических характеристик рекомендуется вести расчет эмпирической ежегодной вероятности превышения по формуле, предложенной и теоретически обоснованной С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем:

$$P_m = [m/(n+1)]\,100. \tag{4.10}$$

Эмпирическая ежегодная вероятность превышения или обеспеченность гидрологической характеристики представляет возможность подсчитать вероятную частоту появления или повторяемость этой характеристики в годах. Под повторяемостью гидрологической величины понимают число лет N, в течение которых рассматриваемая характеристика повторяется в среднем один раз. Опреде-

ление повторяемости характеристики по ее расчетной обеспеченности производится по формулам

$$N = 100/P \text{ при } P < 50\ \% \qquad (4.11)$$

и

$$N = 100/(100 - P) \text{ при } P > 50\ \%. \qquad (4.12)$$

4.7. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ КРИВЫЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ

Эмпирические кривые распределения вероятностей, построенные по фактическим наблюдениям ограниченного числа лет, не дают возможности решать задачу за пределами этих наблюдений. Особенно слабо освещаются данными наблюдений верхний и нижний участки кривой, характеризующие наибольшее и наименьшее значения какой-либо гидрологической характеристики; в то же время именно эти участки и являются наиболее важными в расчетах характеристик стока. Непосредственная *экстраполяция* (продление) кривых распределения связана с элементами субъективизма, что может привести к значительным ошибкам. Нет и теоретически строгих обоснований для вывода уравнений кривых распределения гидрологических характеристик. Поэтому в гидрологических расчетах при решении практических задач в целях сглаживания и экстраполяции эмпирических кривых распределения применяют типовые математические кривые, наиболее полно отражающие характер изменчивости гидрологических характеристик.

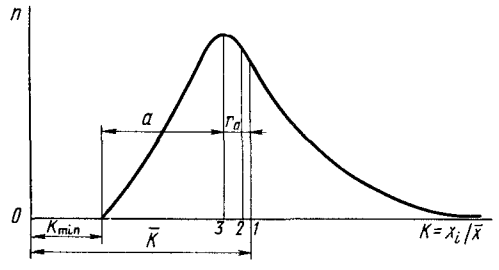


Рис. 4.7. Асимметричная кривая распределении вероятностей:
1 — центр распределения; *2* — меднана; *3* — мода

Для аналитического описания кривой распределения (повторяемости) гидрологических характеристик используют законы распределения случайных величин.

Обычно на практике при графическом изображении этой кривой ось частот направляют вертикально, ось величин — горизонтально. На оси абсцисс (рис. 4.7) отмечают три характерные точки: точка I — центр распределения, соответствует среднему значению ряда; точка 2 — медиана, делит ранжированный ряд на две равные части; точка 3 — мода, соответствует наибольшей ординате кривой повторяемости в случае одного максимума и определяет наибольшую частоту случайной величины. Соответствующие характерным точкам ординаты называют центральной, медианной и модальной.

Формы кривой повторяемости в зависимости от особенностей формирования статистических совокупностей могут быть *симметричными* и *асимметричными*. При симметричном распределении

частоты любых двух значений характеристик, равноудаленных в обе стороны от среднего значения, равны между собой. В этом случае все три характерные точки совпадают. При асимметричном распределении частоты характеристик, расположенных от среднего значения с одной стороны, систематически больше или меньше частот характеристик, расположенных с другой стороны и равноудаленных от среднего значения. В асимметричных кривых, к которым относится распределение большинства гидрологических характеристик, ординаты характерных точек не совпадают. Расстояние r_a между центральной и модальной точками называют радиусом асимметрии, которое служит показателем степени асимметричности кривой.

Параметрами симметричной кривой повторяемости являются среднее арифметическое значение переменной и среднее квадратичное отклонение (или коэффициент вариации). Среднее арифметическое переменной величины представляет собой значение (центр), относительно которого распределяются члены данного статистического ряда, и определяется по формуле

$$\bar{x}=\sum_{i=1}^{i=n}(x_i/n), \tag{4.13}$$

где x_i — значения рассматриваемой величины $(i=1,\ldots,n)$; n — число членов ряда.

Если члены ряда представлены в безразмерном виде, т. е. в модульных коэффициентах $K_i=x_i/\bar{x}$, то среднее арифметическое значение этого ряда равно единице. Действительно, $\bar{K}=\sum_{i=1}^{i=n}(K_i/n)=$ $=\sum_{i=1}^{i=n}[x_i/(\bar{x}n)]$, так как $\sum_{i=1}^{i=n}(x_i/n)=\bar{x}$, то $\bar{K}=1$.

При безграничном увеличении числа членов в статистическом ряду среднее арифметическое значение его стремится к среднему арифметическому генеральной совокупности, называемому *математическим ожиданием*. Применительно к рядам гидрологических характеристик понятие «математическое ожидание» является условным, так как гидрологических рядов наблюдений бесконечной длины не существует. В инженерных гидрологических расчетах понятие «математическое ожидание» подразумевается на отрезке времени продолжительностью несколько десятков или сотен лет.

Характеристикой изменчивости величин в ряду может служить абсолютное отклонение, рассчитываемое по формуле

$$\alpha_{cv}=\sum_{i=1}^{i=n}|x_i-\bar{x}|/n. \tag{4.14}$$

Из-за определенных недостатков этой характеристики изменчивости наиболее часто используют среднее квадратическое отклонение, или стандарт,

$$\sigma_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^2 / n}, \tag{4.15}$$

который сохраняет размерность исследуемого ряда наблюдений.

Среднее квадратическое отклонение σ, подсчитанное по выборочной совокупности, отличается от истинного значения σ_g генеральной совокупности на величину средней ошибки δ, обусловленной недостаточной продолжительностью гидрологических рядов. В математической статистике доказывается, что

$$\delta = \sqrt{n/(n-1)}. \tag{4.16}$$

Тогда

$$\sigma_g = \sigma\sqrt{n/(n-1)} = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^2/(n-1)}. \tag{4.17}$$

Как показали расчеты, величина ошибки среднего квадратического отклонения выборочного ряда уменьшается при увеличении числа членов ряда и при $n>30$ может не учитываться, т. е. σ_x в этом случае вычисляется по формуле (4.15); при $n<30$ σ_x вычисляется по формуле (4.17).

Для сравнения степени изменчивости отдельных статистических рядов, например годовых стоков разных (по абсолютной величине расходов) рек, удобно выразить среднее квадратическое отклонение в долях от среднего арифметического значения. Это отношение получило название *коэффициента вариации (изменчивости)*

$$C_v = \sigma_x/\bar{x}. \tag{4.18}$$

В гидрологических расчетах коэффициент вариации наиболее часто (при $n<30$) вычисляют по формуле

$$C_v = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^2/(n-1)^1\,\bar{x}^2}. \tag{4.19}$$

Заменяя $x_i/\bar{x}$ на модульный коэффициент K_i, получают значение коэффициента вариации в безразмерном виде:

$$C_v = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (K_i - 1)^2/(n-1)}. \tag{4.20}$$

Несимметричные кривые распределения ряда, свойственные рядам гидрологических характеристик, характеризуются тремя параметрами: средним арифметическим, коэффициентом вариации и

средним значением отклонений членов ряда от его среднего арифметического значения в кубе (или коэффициентом асимметрии)

$$M_3=\sum_{i=1}^{i=n}(x_i-\bar{x})^3/(n-1). \qquad (4.21)$$

В симметричных рядах разные по величине положительные и отрицательные отклонения повторяются одинаково часто. Третьи степени этих отклонений получаются с разными знаками и, взаимно уравновешиваясь, дают в сумме ноль.

Когда положительные отклонения (многоводные годы) повторяются реже, чем отрицательные (маловодные годы), а наиболее часто встречающееся значение переменной величины (мода) меньше среднего арифметического значения, говорят о положительной асимметрии. При обратном соотношении наблюдается отрицательная асимметрия. При положительной асимметрии положительные отклонения немногочисленны, но больше по величине в сравнении с более многочисленными, но менее значительными по величине отрицательными отклонениями, поэтому сумма кубов отклонений будет положительной. Для получения безразмерного выражения характеристики изменчивости ряда среднее значение кубов отклонений делят на куб среднего квадратического отклонения и получают коэффициент асимметрии

$$C_s=n\sum_{i=1}^{i=n}(x_i-\bar{x})^3/[\sigma^3(n-1)(n-2)]. \qquad (4.22)$$

Заменив $\sigma=C_v\bar{x}$, для безразмерного ряда получим

$$C_s=n\sum_{i=1}^{i=n}(K_i-1)^3/\left[C_v^3(n-1)(n-2)\right]. \qquad (4.23)$$

Кроме выражения (4.21) в математической статистике применяют другую характеристику изменчивости или скошенности кривой распределения (повторяемости). Коэффициент асимметрии определяют в зависимости от *коэффициента скошенности*

$$S=(x_{p\%}+x_{100-p\%}-2x_{50\%})/(x_{p\%}-x_{100-p\%}), \qquad (4.24)$$

где $x_{p\%}$, $x_{100-p\%}$ — ординаты кривой распределения, расположенные на равном расстоянии по оси абсцисс от точки медианы ($x_{50\%}$). Например, при расчетах годового стока при использовании формулы (4.24) принимают равноудаленные ординаты с обеспеченностью 5 и 95% или 3 и 97% и т. д.

Характеризующие кривую распределения вероятности выражения для среднего арифметического значения, среднего квадратического отклонения и куба его среднего отклонения называют *моментами.*

Моментами отдельных ординат кривой распределения называют произведения этих ординат на расстояние до той ординаты, относительно которой ведется исчисление. Моменты, определяемые относительно начала кривой распределения, называют начальными или нулевыми: $M_{01}=y_i x_i$. Моменты, определяемые относительно точки I, соответствующей среднему арифметическому значению ряда или центра распределения, называют центральными: $M_{c1}=y_i(x_i-\bar{x})$.

Принимая площадь кривой распределения или Σy_i за единицу, моменты случайной величины x_i можно записать в общем виде: начальный момент k-й степени или k-го порядка

$$M_{0k}=\sum x_i^k/n, \tag{4.25}$$

что представляет собой среднее значение x в k-й степени; центральный момент k-го порядка

$$M_{c,k}=\frac{1}{n}\sum (x_i-x)^k, \tag{4.26}$$

что представляет собой среднее значение отклонений отдельных x_i от их средней величины $\bar{x}$ в степени k.

Основные параметры кривой распределения вероятностей ($\bar{x}$, C_v и C_s) связаны с начальным моментом M_0 и центральным моментом M_c следующими равенствами:

1. Среднее арифметическое значение равно первому начальному моменту: $\bar{x}=M_{01}$.

2. Среднее квадратическое отклонение равно квадратному корню из второго центрального момента: $\sigma=\sqrt{M_{c2}}$.

3. Коэффициент вариации равен квадратному корню из второго центрального момента, деленному на значение первого начального момента:

$$C_v=\sigma/\bar{x}=\sqrt{M_{c2}/M_{01}}.$$

4. Коэффициент асимметрии равен третьему центральному моменту, деленному на второй центральный момент в степени 3/2:

$$C_s=M_{03}/\sigma^3=M_{c3}/M_{c2}^{3/2}=M_{c3}/C_v^3.$$

Таким образом, $M_{01}=\bar{x}$ характеризует среднюю величину, $M_{02}=\sigma^2$ — среднее квадратическое отклонение, $M_{c3}=C_s C_v{}^3$ — степень асимметричности.

Метод моментов лежит в основе выравнивания эмпирических кривых распределения, которое заключается в том, что эмпирическая кривая заменяется такой теоретической кривой, моменты площади которой равны моментам площади эмпирической кривой. Из этого следует, что среднее арифметическое значение переменной или первый момент эмпирической кривой приравнивается к первому моменту математической кривой. Среднее квадратическое от-

клонение, или коэффициент вариации, представляющий собой второй момент эмпирической кривой, приравнивается ко второму моменту математической кривой. Коэффициент асимметрии, или третий момент эмпирической кривой, приравнивается к третьему моменту математической кривой. Эти положения составляют сущность метода моментов, на основе которого выполняется выравнивание эмпирических кривых распределения с помощью аналитических кривых распределения.

Допускается также, что при соответствии параметров аналитической кривой распределения с аналогичными параметрами эмпирической кривой распределения, установленными по материалам наблюдений ряда ограниченной продолжительности, возможно использование аналитической кривой для экстраполяции эмпирической кривой за пределы наблюденного ряда для определения гидрологических характеристик редкой повторяемости.

Вопросы теоретического обоснования и определения основных параметров кривых распределения вероятности применительно к исследованиям стоковых характеристик подробно рассматриваются в работе А. В. Рождественского и А. И. Чеботарева. В практике гидрологических расчетов из множества математических кривых распределения наибольшее распространение получили *биномиальная кривая распределения* (кривая Пирсона III типа) и *кривые трехпараметрического гамма-распределения*, разработанные С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем.

Уравнение биномиальной кривой распределения при начале координат в точке моды имеет вид

$$y = y_0 e^{-x/r_a}(1 + x/d_a)^{a/r_a}, \qquad (4.27)$$

где y — соответственное значение частоты (ордината кривой распределения); y_0 — ординаты кривой в точке моды; e — основание натуральных логарифмов; x — переменные значения исследуемой гидрологической характеристики (абсциссы кривой распределения); r_a — радиус асимметрии; a — расстояние от моды до левого конца кривой повторяемости.

Биномиальную кривую распределения и ее интегральное выражение с приемлемой практической точностью определяют тремя параметрами: $\bar{x}$, C_v и C_s. Их значения вычисляют непосредственно по материалам наблюдений, чаще всего методом моментов.

С целью практического применения кривой Пирсона III типа Фостер произвел приближенное интегрирование уравнения (4.27) для различных значений коэффициента асимметрии и представил результаты в виде таблицы. В 1938 г. таблица Фостера была уточнена С. И. Рыбкиным, затем расширена до более высоких значений коэффициентов асимметрии (до $C_s = 5{,}2$) сотрудниками ГГИ. В приложении 2 приведены отклонения $\Phi(C_s, P_{\%})$ от среднего значения ординат кривой обеспеченности $K_{p\%}$, выраженные в долях коэффициента C_v, т. е.

$$\Phi(C_s, P_{\%}) = (K_{p\%} - 1)/C_v. \qquad (4.28)$$

Отсюда ордината кривой обеспеченности * равна

$$K_{p\%} = 1 + C_v \Phi(P_{\%}, C_s). \qquad (4.29)$$

По выражению (4.29) находят ординаты $K_{p\%}$ для различных обеспеченностей $P_{\%}$, по которым можно построить теоретическую кривую обеспеченности.

Таким образом, найденные по материалам наблюдений коэффициент вариации C_v и коэффициент асимметрии C_s позволяют получить сглаженную кривую и при пользовании ею экстраполировать данные наблюдений до заданных значений обеспеченностей.

Очертания теоретических биномиальных кривых распределения в интегральной форме, т. е. кривых обеспеченности, обусловлены параметрами C_v и C_s. На рис. 4.8, *а* приведены биномиальные кривые обеспеченности при одном и том же значении параметра коэффициента асимметрии $C_s = 2C_v$, но при различных значениях коэффициента вариации; на рис. 4.8, *б* приведены биномиальные кривые обеспеченности при одном и том же коэффициенте вариации $C_v = 0{,}5$, но при различных значениях коэффициента асимметрии.

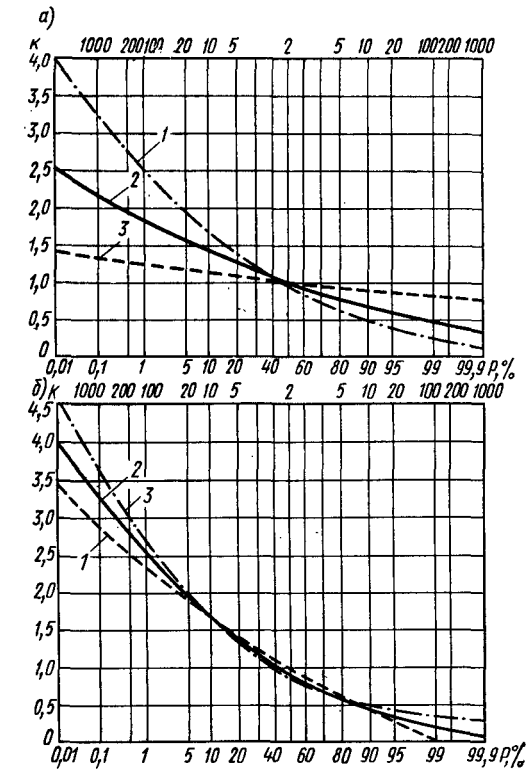


Рис. 4.8. Влияние параметров (C_v, C_s) на форму биномиальной кривой распределения: *а* — $C_s = 2C_v$: *1* — $C_v = 0{,}5$; *2* — $C_v = 0{,}3$; *3* — $C_v = 0{,}1$; *б* — $C_v = 0{,}5$: *1* — $C_s = 0{,}5$; *2* — $C_s = 1{,}0$; *3* — $C_s = 1{,}5$

Использование биномиальной кривой распределения Пирсона III типа, широко применявшейся в практике гидрологических расчетов, долгое время являлось почти единственным достаточно простым расчетным способом определения колебаний гидрологических характеристик. В то же время эта кривая имеет существенные недостатки: отсутствие верхнего предела и наличие ограниченного нижнего предела C_v. Если первый недостаток можно отнести к формальным, что подтверждается

* В математической статистике ординаты кривой обеспеченности различной вероятности превышения называют *квантилями*.

удовлетворительными результатами в области практически используемых малых обеспеченностей, то второй недостаток является существенным. Действительно, для биномиальной кривой распределения (см. рис. 4.7)

$$a+r_a=1-K_{\min}. \tag{4.30}$$

Интегрирование биномиальной кривой распределения дает

$$a+r_a=2C_v/C_s. \tag{4.31}$$

Приравнивая выражения (4.30) и (4.31), получаем

$$2C_v/C_s=1-K_{\min}. \tag{4.32}$$

Тогда

$$C_s=2C_v/1-K_{\min}. \tag{4.33}$$

Анализ этого соотношения, впервые полученного С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем, показал, что $C_s\geqslant 2C_v$. При этом $C_s=2C_v$ является нижним пределом значения C_s, так как при $K_{\min}=0$ кривая распределения выходит уже из начала координат. Однако известно, что для засушливых районов ряды годового стока характеризуются соотношением $C_s<2C_v$. Следовательно, в этом случае левая ветвь кривой распределения пересекает ось ординат, т. е. $K_{\min}$ имеет отрицательное значение, что противоречит физическому смыслу явления. Поэтому биномиальная кривая распределения Пирсона III типа неприменима к расчету стока в случае $C_s<2C_v$. Перед исследователями возникла задача получения кривой распределения, описывающей при любых соотношениях C_v и C_s статистические совокупности переменных, изменяющихся в пределах $0\leqslant x\leqslant\infty$.

Наиболее удачную общую функцию распределения удалось получить С. Н. Крицкому и М. Ф. Менкелю. Путем трансформации исходного уравнения биномиальной кривой Пирсона III типа при $C_s=2C_v$ и $\bar{x}=1$ ими было получено семейство кривых распределения при допущении, что некоторая функция x^b исследуемой величины подчиняется закону гамма-распределения. Уравнение этих кривых имеет вид

$$y=\left(\frac{\Gamma(\gamma+b)}{\Gamma(\gamma)}\right)^{\gamma/b}\frac{1}{\bar{x}\,|b|\,\Gamma(\gamma)}\left(\frac{x}{\bar{x}}\right)^{\gamma/b-1}\exp\left\{-\left[\frac{\Gamma(\gamma+b)}{\Gamma(\gamma)}\cdot\frac{x}{\bar{x}}\right]^{1/6}\right\}, \tag{4.34}$$

где γ и b — параметры, связанные трансцендентными уравнениями с параметрами C_v и C_s; $\Gamma(\gamma)$ — гамма-функция; x — исследуемая случайная величина; $\bar{x}$ — среднее значение x.

Кривые распределения, выраженные этими уравнениями, также могут быть определены тремя параметрами: x, C_v и C_s. Соответствующее им распределение носит название трехпараметрического гамма-распределения.

Кривые трехпараметрического гамма-распределения исключают пересечение оси ординат и появление отрицательных абсцисс при $C_s<2C_v$; следовательно, они могут быть применены при любом со-

отношении C_s и C_v. В случае $C_s=2C_v$ они совпадают с биномиальной кривой распределения. Все кривые трехпараметрического гамма-распределения выходят из начала координат. Параметры кривых обеспеченности С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля определяются теми же методами, что и параметры биномиальной кривой распределения.

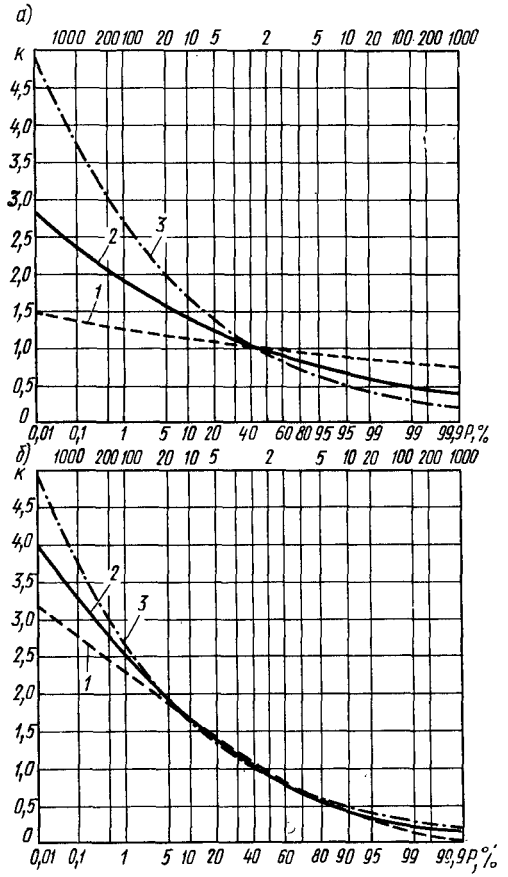


Рис. 4.9. Влияние параметров C_v и C на форму кривых трехпараметрического γ-распределения:
а — $C_s=3C_v$: *1* — $C_v=0{,}1$; *2* — $C_v=0{,}3$; *3* — $C_v=0{,}5$;
б — $C_v=0{,}5$: *1* — $C_s=0{,}5$; *2* — $C_s=1{,}0$; *3* — $C_s=1{,}5$

Результаты интегрирования кривых трехпараметрического гамма-распределения, представленные в табличной форме (для $C_s=2C_v$; см. приложение *1*), позволяют определить ординаты теоретической кривой обеспеченности $K_{p\%}$ в зависимости от C_v и соотношения C_v/C_s. Изменение формы кривых обеспеченности трехпараметрического гамма-распределения в зависимости от параметров C_v и C_s показано на рис. 4.9, *а, б*.

Трехпараметрическое гамма-распределение отличается значительной гибкостью, имеет более широкий диапазон применения при расчетах стока, чем биномиальная асимметричная кривая распределения.

Для определения параметров теоретических кривых распределения (обеспеченности) гидрологических характеристик кроме метода моментов применяют *метод наибольшего правдоподобия и графоаналитический метод*.

Характерной особенностью исследований колебаний стока является ограниченность числа лет гидрометрических наблюдений по каждому водному объекту. Вследствие этого применение выборочных статистических моментов для подбора распределений по материалу наблюдений не во всех случаях дает наиболее точные результаты. Возникает необходимость определения «наилучшей» оценки истинного значения параметров ($\bar{x}$, C_v и C_s).

Английский математик Фишер показал, что наилучшая точность оценки выборочных параметров при заданных эмпирических наблюдениях достигается методом наибольшего правдоподобия. Сущность метода заключается в том, что в качестве оценки искомого параметра применяется такое его значение, при котором произведение вероятностей наблюденных величин (так называемая функция правдоподобия) имеет наибольшее значение.

С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель, применив метод наибольшего правдоподобия к уравнению биномиальной кривой распределения, установили, что наилучшими оценками являются среднее арифметическое значение ряда $\bar{x}$ и среднее значение логарифмов переменной величины x_i, выраженное в долях от $\bar{x}$.

При практическом использовании метода наибольшего правдоподобия среднее арифметическое значение переменной определяется по формуле (4.13), коэффициент вариации C_v и коэффициент асимметрии C_s находят по номограммам (см. приложение 3) как функции статистик λ_2 и λ_3, которые рассчитывают по выражениям

$$\lambda_2 = \sum_{i=1}^{i=n} \lg K_i/(n-1); \quad \lambda_3 = \sum_{i=1}^{i=n} K_i \lg K_i/(n-1). \qquad (4.35)$$

На номограммах по оси абсцисс указаны значения λ_3, по оси ординат — значение λ_2. Точка с координатами λ_2 и λ_3 определяет значения искомых параметров C_v и C_s, устанавливаемых по сетке криволинейных координат. Номограммы приведены для диапазона $C_v = 0{,}15...1{,}40$ и $C_s = (1...6)C_v$. Несомненным достоинством метода наибольшего правдоподобия является удобство при выполнении практических расчетов. Следует помнить, что метод наибольшего правдоподобия применяют только для трехпараметрического гамма-распределения С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля. Использование других типов распределения, например биномиальной кривой Пирсона III типа, при этом методе неправомерно.

Графоаналитический метод определения параметров кривой обеспеченности, или метод квантилей, был разработан Г. А. Алексеевым в 1960 г. применительно к биномиальному закону распределения или биномиальным кривым обеспеченности при любом значении C_v. Метод заключается в определении параметров кривых распределения непосредственно по эмпирической кривой обеспеченности. При этом для решения задачи достаточно иметь совпадение теоретической и эмпирической кривых обеспеченности в трех точках. По ординатам эмпирической кривой обеспеченности в точках $x_{50\%}$ и равноудаленных от нее точках $x_{5\%}$ и $x_{95\%}$ рассчитывают коэффициент скошенности кривой S по (4.24). Затем по таблице, составленной Г. А. Алексеевым (см. приложение 2) определяют значение коэффициента асимметрии C_s, после чего по таблице ординат биномиальной асимметричной кривой Фостера — Рыбкина находят относительные, или нормированные, отклонения ординат биномиальной кривой обеспеченности $\Phi_{5\%}$, $\Phi_{50\%}$ и $\Phi_{95\%}$.

Ординаты теоретической биномиальной кривой обеспеченности определяют по выражению (4.29). Заменяя $K_{p\%} = x_{p\%}/\bar{x}$ и $C_v = \sigma_x/\bar{x}$, выражение (4.29) можно записать в виде

$$x_{p\%} = \bar{x} + \sigma_x \Phi(P_{\%}, C_s). \tag{4.36}$$

Исходя из условия совпадения теоретической кривой, выраженной уравнением (4.29), и эмпирической кривой в трех точках $x_{5\%}$, $x_{50\%}$ и $x_{95\%}$, можно записать три уравнения:

$$x_{5\%} = \bar{x} + \sigma_x \Phi(P_{5\%}, C_s); \tag{4.37}$$

$$x_{50\%} = \bar{x} + \sigma_x \Phi(P_{50\%}, C_s); \tag{4.38}$$

$$x_{95\%} = \bar{x} + \sigma_x \Phi(P_{95\%}, C_s), \tag{4.39}$$

где известны $x_{5\%}$, $x_{50\%}$ и $x_{95\%}$ и соответственно $\Phi_{5\%}$, $\Phi_{50\%}$ и $\Phi_{95\%}$.

Для определения σ_x вычитают из уравнения (4.37) уравнение (4.39):

$$\bar{x} + \sigma_x \Phi(P_{5\%}, C_s) - \bar{x} - \sigma_x \Phi(P_{95\%}, C_s) = x_{5\%} - x_{95\%}$$

или

$$\sigma_x [\Phi(P_{5\%}, C_s) - \Phi(P_{95\%}, C_s)] = x_{5\%} - x_{95\%},$$

откуда

$$\sigma_x = (x_{5\%} - x_{95\%})/(\Phi_{5\%} - \Phi_{95\%}). \tag{4.40}$$

Среднее арифметическое значение находят из уравнения (4.38):

$$\bar{x} = x_{50\%} - \sigma_x \Phi(P_{50\%}, C_s)$$

или

$$\bar{x} = x_{50\%} - \sigma_x \Phi_{50\%}. \tag{4.41}$$

На основании полученных значений σ_x и $\bar{x}$ вычисляют коэффициент вариации $C_v = \sigma_x/\bar{x}$.

Графоаналитический метод определения параметров теоретической кривой обеспеченности менее трудоемкий, чем метод моментов и метод наибольшего правдоподобия. Преимуществом его является также отсутствие необходимости подбора такого неустойчивого параметра, как коэффициент асимметрии C_s. Однако точность параметров, установленных этим методом, зависит от обоснованности проведения сглаженной эмпирической кривой обеспеченности, с которой снимаются значения в трех опорных точках, что, как и экстраполяция кривых обеспеченности, не лишено элемента субъективизма.

Кроме рассмотренных кривых распределения, широко применяющихся при расчетах гидрологических характеристик, в отечественной и зарубежной практике используют и другие кривые распределения (В. Д. Гудрича, Гумбеля, Г. Н. Бровковича и т. д.), рассматриваемые в специальных курсах [8].

4.8. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ КРИВЫХ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК

Одной из основных задач математической статистики применительно к гидрологическим расчетам является получение наиболее правильных выводов об исследуемом процессе в период эксплуатации гидротехнических сооружений на основании ограниченных во времени наблюдений за речным стоком. Очевидно, что по ограниченным выборкам гидрометрических наблюдений невозможно точное описание общих вероятностных закономерностей, свойственных не только данной выборке наблюдений, а процессу в целом (генеральной совокупности). Определение выборочных параметров распределения — среднего арифметического значения $\bar{x}$, коэффициента вариации C_v и коэффициента асимметрии C_s — осуществляется всегда с теми или иными погрешностями. Различают два вида ошибок: случайные и систематические.

Случайные ошибки зависят от принятого закона распределения, от числа параметров, характеризующих это распределение, от объема выборочных данных и наличия внутрирядных связей в последовательности многолетних колебаний гидрологических характеристик.

Систематические ошибки являются следствием неточности соответствия исследуемого явления принятому закону распределения.

В гидрологической практике о случайных ошибках выборочных параметров судят по их средним квадратическим отклонениям — стандартным ошибкам оценки. Стандартную ошибку среднего арифметического определяют по зависимости

$$\sigma(\bar{x})=\sigma/\sqrt{n}, \tag{4.42}$$

где σ — стандартное отклонение, вычисленное по формуле (4.15); n — число членов ряда.

Стандартная ошибка коэффициента изменчивости C_v, вычисленного методом моментов, выражается формулой

$$\sigma(C_v)=C_v\sqrt{1+C_v^2/\sqrt{2n}}. \tag{4.43}$$

При использовании метода наибольшего правдоподобия стандартная ошибка коэффициента вариации C_v находится по зависимости

$$\sigma(C_v)=C_v\sqrt{3/(3+C_v^2)}/\sqrt{2n}. \tag{4.44}$$

Стандартная ошибка коэффициента асимметрии, рассчитанного методом моментов, может быть найдена по формуле

$$\sigma(C_s)=\sqrt{(6/n)(1+6C_v^2+5C_v^4)}. \tag{4.45}$$

Средняя квадратическая ошибка коэффициента асимметрии, вычисленная по выражению (4.45) при наиболее распространенных значениях C_v и n, весьма значительна. Для надежного определения коэффициента асимметрии по формуле (4.23) необходимо иметь ряд, состоящий более чем из ста членов, что выполнимо лишь для небольшого числа рек. На практике применяют косвенные приемы установления C_s. Значения коэффициента асимметрии C_s находят по соотношению со значением коэффициента вариации. Эти соотношения получают путем подбора на основе сопоставления эмпирических и теоретических кривых обеспеченности по различным рекам в гидрологически однородном районе.

Результатом наличия систематических ошибок является смещенность в оценке выборочных параметров, т. е. расхождение между средним значением оцениваемой величины (по выборочной оценке определенной продолжительности) и математическим ожиданием, возникающее вследствие неодинакового влияния на оцениваемые характеристики положительных и отрицательных отклонений оценок параметров. Если математическое ожидание больше среднего значения оценки рассматриваемого параметра, то оценка оказывается положительно смещенной, а при обратном соотношении — отрицательно смещенной. Средняя арифметическая величина $\bar{x}$ характеризуется несмещенной оценкой. Выборочные же оценки стандарта, коэффициента вариации и асимметрии являются отрицательно смещенными оценками.

В целях получения несмещенных оценок коэффициенты вариации $\tilde{C}_v$ и асимметрии $\tilde{C}_s$ для трехпараметрического гамма-распределения и биномиального распределения вычисляют методом моментов по формулам

$$\tilde{C}_v=(a_1+a_2/n)+(a_3+a_4/n)C_v+(a_5+a_6/n)C_v^2; \qquad (4.46)$$

$$\tilde{C}_s=(b_1+b_2/n)+(b_3+b_4/n)C_s+(b_5+b_6/n)C_s^2, \qquad (4.47)$$

где $a_1, \ldots, a_6$; $b_1, \ldots, b_6$ — коэффициенты, определяемые по табл. 4.2 и 4.3; C_v и C_s — соответственно смещенные коэффициенты вариации и асимметрии, определяемые по формулам (4.20) и (4.23).

Математической статистикой при сопоставлении точности оценок выборочных параметров кривых распределения установлено, что метод наибольшего правдоподобия в ряде случаев исключает систематические и уменьшает случайные ошибки. При оценке выборочных параметров использование метода моментов рекомендуется при невысоких значениях коэффициента вариации $C_v<0{,}5$, при больших значениях коэффициента вариации следует применять метод наибольшего правдоподобия, дающий значительно меньшие случайные погрешности.

Формулы случайных ошибок (4.43)...(4.45) выведены в предположении статистической независимости наблюдений. Наличие внутрирядной связи между характеристиками стока смежных лет, значительной асимметрии в распределении отдельных характеристик

Таблица 4.2. **Значения коэффициентов a_i в формуле (4.46)**

C_s/C_v	r (1)	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6
2	0	0	0,19	0,99	—0,88	0,01	1,54
	0,3	0	0,22	0,99	—0,41	0,01	1,51
	0,5	0	0,18	0,98	—0,41	0,02	1,47
3	0	0	0,69	0,98	—4,34	0,01	6,78
	0,3	0	1,15	1,02	—7,53	—0,04	12,38
	0,5	0	1,75	1,00	—11,79	—0,05	21,13
4	0	0	1,36	1,02	—9,68	—0,05	15,55
	0,3	—0,02	2,61	1,13	—19,85	—0,22	34,15
	0,5	—0,02	3,47	1,18	—29,71	—0,41	58,08

Примечание. Коэффициент автокорреляции между смежными членами ряда r (1) определяют по формуле (4.55).

Таблица 4.3. **Значения коэффициентов b_i в формуле (4.47)**

r (1)	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6
0	0,03	2,00	0,92	—5,09	0,03	8,10
0,3	0,03	1,77	0,93	—3,45	0,03	8,03
0,5	0,03	1,63	0,92	—0,97	0,03	7,94

стока существенно снижают точность расчета. В этих случаях смещенность выборочных параметров и стандартная ошибка недостаточно характеризуют точность расчета. Наиболее полное представление о точности расчета дает распределение вероятностей оценок, которое можно получить методом статистических испытаний (Монте-Карло) [8].

Степень соответствия теоретической кривой распределения, подобранной по статистическим параметрам, эмпирическим точкам ряда наблюдений устанавливают графическим приемом. Для этого вычисляют эмпирическую обеспеченность каждого члена ряда по формуле (4.9) и наносят их на график теоретической кривой обеспеченности. Если эмпирические точки плотно ложатся около последней, то, следовательно, она соответствует реальному ряду рассматриваемых характеристик. Несоответствие эмпирических точек и теоретической кривой распределения свидетельствует о неправильном определении статистических параметров, в первую очередь о неточности коэффициента асимметрии C_s. Изменяя соотношения C_s и C_v, находят новую теоретическую кривую, добиваясь удовлетворительного соответствия эмпирических точек и подобранной теоретической модели распределения.

Применяемые в гидрологии кривые распределения (обеспеченности), построенные в декартовых координатах, имеют довольно

сложные выпукло-вогнутые очертания, т. е. большую кривизну на концевых участках, где при незначительных приращениях обеспеченности отмечаются большие приращения исследуемой гидрологической характеристики. Это затрудняет выполнение графического сглаживания и экстраполяцию крайних участков кривых в зоне малых и больших обеспеченностей, представляющих наибольший интерес при гидрологических расчетах. Поэтому для устранения этой чисто технической трудности применяют специальную *клетчатку вероятности*, позволяющую полностью спрямить кривую обеспеченности.

Для построения клетчатки вероятности шкалу обеспеченности или шкалу случайной переменной (гидрологической характеристики) трансформируют таким образом, чтобы в системе прямоугольных координат рассматриваемый интегральный закон распределения (кривая обеспеченности) выражался прямой линией. На рис. 4.10 представлена схема построения клетчатки вероятности нормального закона распределения. Для примера принята кривая обеспеченности *1* модульных коэффициентов (K_i) с параметрами $\bar{K}=$

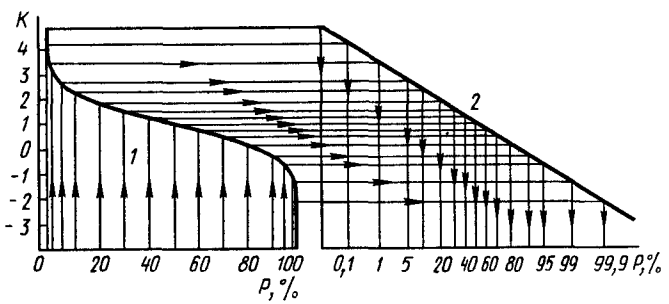


Рис. 4.10. Схема построения клетчатки вероятности нормального закона распределения

$=1$; $C_v=1$; $C_s=0$, изображенная в декартовых координатах в левой части графика. Так как кривая обеспеченности при $C_s=0$ преобразуется в прямую, то новая шкала обеспеченности получается путем трансформации шкалы абсцисс через прямую *2*, расположенную в правой части графика, как это показано стрелками. Угол наклона прямой определяет масштаб шкалы обеспеченности. В литературе по гидрологии эту клетчатку называют клетчаткой вероятности с умеренной асимметричностью ($C_s\leqslant 2C_v$). При значениях $C_s\neq 0$ кривые обеспеченности, построенные на клетчатке вероятности, имеют вид плавных кривых линий, причем величина прогиба их увеличивается с возрастанием C_s. При положительной асимметрии ($C_s>0$) кривые обеспеченности имеют вогнутое относительно оси обеспеченностей очертание, а при отрицательной ($C_s<0$) — выпуклое.

Клетчатка вероятности с умеренной асимметричностью ($C_s \leqslant 2C_v$) имеет равномерную вертикальную шкалу, чаще всего применяемую для расчетов годового стока. Для построения кривых со значительной асимметричностью ($C_s > 2C_v$) используют клетчатку вероятностей с логарифмической вертикальной шкалой (обычно при расчетах максимального стока).

4.9. КОРРЕЛЯЦИЯ

Природные гидрологические процессы обусловлены большим числом факторов, поэтому полный учет их оказывается невозможным. В гидрологических расчетах при установлении причинно-следственных связей среди множества факторов выделяют главные, вносящие основной вклад в формирование изучаемого явления, которые и определяют основной вид связи. Менее существенные факторы создают поле рассеяния точек относительно кривых связей основных характеристик. Например, высота весеннего половодья определяется не только запасами воды в снеге, но и количеством весенних осадков, влажностью почвы в предшествующий период времени, наличием ледяной корки на почве и т. д. Так как учесть все эти факторы практически невозможно, зависимость между максимальными уровнями воды половодья и запасами воды в снеге имеет приближенный характер.

Как правило, в гидрологии связи, наблюдающиеся между гидрологическими явлениями, являются не функциональными, а *корреляционными* (взаимосвязанными). При корреляционной зависимости каждому значению независимой переменной x соответствует бесчисленное множество значений другой величины y (функции), описываемое условно кривой распределения. При функциональной зависимости каждому значению аргумента x соответствует одно, вполне определенное значение функции y.

При изучении гидрологических характеристик встречаются преимущественно корреляционные зависимости, имеющие прямолинейный характер, т. е. графически они выражаются прямыми линиями.

Прямую линию, проведенную по нанесенным на график точкам так, чтобы сумма квадратов отклонений от нее ординат y точек была наименьшей, называют линией регрессии y по x. Прямая, соответствующая наименьшей сумме квадратов отклонений от нее абсцисс x, носит название линии регрессии x по y. Точка пересечения линий регрессии соответствует средним значениям переменных $\bar{x}$ и $\bar{y}$.

Количественная оценка степени связанности двух переменных величин x и y характеризуется *коэффициентом корреляции*

$$R = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^{i=n} (y_i - \bar{y})^2}} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (\Delta x \Delta y)}{(n-1)\sigma_x \sigma_y}. \qquad (4.48)$$

Коэффициент корреляции изменяется в пределах от —1 до +1. Положительное значение коэффициента корреляции свидетельствует о прямой связи, когда обе величины x и y возрастают или убывают одновременно. Отрицательное значение коэффициента корреляции указывает на увеличение x при уменьшении y и наоборот, что соответствует обратной связи. При функциональной связи коэффициент корреляции равен 1. Если связь между переменными отсутствует, коэффициент корреляции равен 0. Считается, что корреляционная связь является достаточной тесной, если $R \geqslant 0{,}80$.

Среднюю квадратическую ошибку коэффициента корреляции при достаточно большом числе членов ряда $n (n > 25)$ определяют по формуле

$$\sigma(R) = 1 - R^2 \sqrt{n-1}. \tag{4.49}$$

При малом числе членов ряда оценку достоверности (неслучайности) коэффициента корреляции следует произвести определением *коэффициента достоверности* $K_д$, который равен отношению коэффициента корреляции к средней квадратической ошибке:

$$K_д = |R| \sqrt{n-1}/(1-R)^2. \tag{4.50}$$

Значение $K_д < 1$ указывает на отсутствие корреляционной связи; при $3 > K_д > 1$ существует тенденция связи этих величин; значение $K_д > 3$ свидетельствует о достоверности коэффициента корреляции.

Линейную корреляционную связь аналитически можно представить уравнениями регрессии y по x (4.51) и x по y (4.52)

$$y - \bar{y} = R \frac{\sigma_y}{\sigma_x} (x - \bar{x}); \tag{4.51}$$

$$x - \bar{x} = R \frac{\sigma_x}{\sigma_y} (y - \bar{y}), \tag{4.52}$$

где $\bar{x}$, $\bar{y}$ — средние значения x и y; R — коэффициент корреляции; σ_x, σ_y — средние квадратические отклонения ряда x и ряда y.

Коэффициенты $R\sigma_y/\sigma_x$ и $R\sigma_x/\sigma_y$ называют *коэффициентами регрессии*. Первый из них представляет собой угол наклона прямой регрессии к оси абсцисс, второй — угол наклона прямой регрессии к оси ординат.

Критерием точности уравнения регрессии служат абсолютные среднеквадратические ошибки $\Delta\xi_y$ и $\Delta\xi_x$ в определении x и y по уравнениям (4.51) и (4.52), которые вычисляют по формулам

$$\Delta\xi_y = \pm \sigma_y \sqrt{1-R^2}; \tag{4.53}$$

$$\Delta\xi_x = \pm \sigma_x \sqrt{1-R^2}. \tag{4.54}$$

Аппарат линейной корреляции в гидрологических расчетах используют для приведения параметров рядов гидрологических характеристик, определенных по короткому ряду, к параметрам дли-

тельного ряда. При этом имеется в виду, что характеристика (аргумент) имеет более продолжительный ряд наблюдений, чем подлежащая определению гидрологическая величина (функция).

Для установления корреляционной зависимости между несколькими переменными, необходимость в которой может возникнуть при изучении многофакторных гидрологических процессов, привлекается аппарат множественной корреляции. В указанном случае основные положения метода линейной корреляции двух переменных распространяются на зависимость переменной x от произвольного числа аргументов y_i.

При изложении принципиальных положений применения теоретических кривых распределения в практике гидрологических расчетов предполагалось отсутствие каких бы то ни было закономерностей в последовательности гидрологических характеристик. Исследования показывают, что многолетние ряды годовых величин стока нельзя рассматривать как последовательность независимых случайных величин. Отклонения от среднего многолетнего значения (нормы) в каждом году коррелятивно связаны со стоком предшествующих лет. Причины этого явления не раскрыты. Коэффициенты корреляции между величинами стока за смежные и более отдаленные годы невелики, причем по мере удаления в прошлое связь ослабевает.

Корреляцию ряда величин, например средних годовых расходов воды, с этим же рядом, сдвинутым на некоторый интервал времени (1, 2, 3 года и т. д.), называют *автокорреляцией.*

Коэффициент автокорреляции между смежными членами ряда (например, ряд годовых стоков смещается на один год) определяют по формуле

$$r(1)=\frac{\sum_{i=1}^{i=n-1}(Q_i-\overline{Q}_1)(Q_{i+1}-\overline{Q}_2)}{\sqrt{\sum_{i=2}^{i=n}(Q_i-\overline{Q}_1)^2\sum_{i=1}^{i=n-1}(Q_i-\overline{Q}_2)^2}}, \qquad (4.55)$$

где $\overline{Q}_1$ — среднее значение исходного ряда; $\overline{Q}_2$ — среднее значение совмещенного ряда, т. е. того же ряда, сдвинутого на один год.

Учет автокорреляции является важным вопросом в инженерной гидрологии и водохозяйственной практике в отношении чередования лет разной водности при определении размеров, эффективности и условий работы водохранилищ многолетнего регулирования стока.

Характеру автокорреляционных функций годового стока посвящено большое количество исследований как в СССР, так и за рубежом, что связано с внедрением в практику гидрологических и водохозяйственных расчетов метода Монте-Карло (математического моделирования). Следует отметить исследования С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля, Е. Г. Блохинова, А. Ш. Резниковского,

Г. Г. Сванидзе, Г. П. Калинина, А. И. Чеботарева и А. В. Рождественского, И. С. Ждановой, Д. Я. Ратковича и др.

Существующая в настоящее время продолжительность наблюдений за речным стоком не дает возможности определить автокорреляционную функцию достаточно надежно, по имеющимся рядам наблюдений. По данным Д. Я. Ратковича, связь между смежными членами рядов годового стока незарегулированных больших и средних рек оценивается коэффициентом автокорреляции, равным 0,30... ...0,35.

4.10. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

Гидрологические и водохозяйственные расчеты, выполняемые по рядам гидрометрических наблюдений за режимом стока большинства рек СССР продолжительностью не более 70 ... 75 лет, страдают значительными погрешностями, так как ряды эти коротки, а гипотеза о стационарности стока нарушается даже на сравнительно коротких промежутках времени. Рост водопотребления в результате развития народного хозяйства и осуществления мероприятий, непосредственно влияющих на величину и режим речного стока (изъятие воды для водоснабжения и орошения, сооружение каскадов водохранилищ, проведение крупных агротехнических и мелиоративных мероприятий), значительно изменяют естественный режим реки. Данные наблюдений в различные периоды времени становятся несопоставимыми между собой. В связи с этим для предвидения режима водных объектов возникает необходимость построения и использования *математических моделей* гидрологических процессов на основании максимально возможного использования имеющихся материалов наблюдений. В основе таких моделей лежит предположение о стохастичности колебаний речного стока, математическое описание которой осуществляется *методом статистических испытаний* (методом Монте-Карло). Статистическое моделирование заключается в построении многочисленной последовательности, имитирующей рассматриваемый календарный ряд.

Применительно к гидрологии идея метода Монте-Карло заключается в создании искусственного гидрологического ряда, соответствующего закономерностям моделируемого естественного процесса колебаний речного стока. Основными критериями подобия моделируемого и исходного рядов принимается соответствие их функций распределения вероятностей гидрологических характеристик.

Искусственно смоделированные длинные гидрологические ряды позволяют получить большое число разнообразных сочетаний и чередований маловодных и многоводных периодов, оценить вероятность их группировок для более детального представления о закономерностях гидрологических явлений.

Конструирование многолетних рядов гидрологических характеристик осуществляется с помощью *таблицы случайных чисел*, рав-

номерно распределенных в интервале от 0 до 1 (или от 0 до 100%) (см. приложение 5).

При отсутствии корреляционных связей между стоком смежных лет построение искусственного гидрологического ряда выполняют в такой последовательности. По имеющемуся календарному ряду наблюдений (например, по средним годовым расходам воды за ряд лет) вычисляют параметры теоретической кривой обеспеченности: среднее арифметическое $\bar{x}$, коэффициенты вариации C_v и асимметрии C_s (методом моментов или методом наибольшего правдоподобия). По найденным параметрам строят теоретическую кривую обеспеченности годовых расходов воды, пользуясь таблицами биномиального распределения или трехпараметрического гамма-распределения. Случайные числа, выписанные из таблицы по наперед заданному правилу, например числа, последовательно расположенные в строке, числа по порядку сверху вниз, снизу вверх и т. д., рассматриваются как вероятности превышения средних годовых расходов воды исследуемого водосбора. Принимая последовательно каждое взятое случайное число за обеспеченность P, можно получить последовательность расходов Q_i. Таким образом моделируется ряд средних годовых расходов практически неограниченной длительности ($N=1000$ лет и более).

Допустим, из таблицы взято некоторое случайное число, например 86 515. Первые два знака приравниваем к обеспеченности годового расхода $P_1=86\%$, обеспеченность стока в следующем году будет $P_2=51\%$, $P_3=59\%$ (так как следующее по горизонтали в таблице случайное число 90 795), $P_4=7\%$, $P_5=95\%$ и т. д.

Вопросу моделирования гидрологических рядов, обладающих корреляционной связью между смежными членами ряда, посвящены исследования С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля, Г. Г. Сванидзе, Н. А. Квартвелишвили, Д. Я. Ратковича, Е. Г. Блохинова и др., которые освещаются в специальной литературе.

В настоящее время метод статистических испытаний находит широкое применение в гидрологических и водохозяйственных расчетах для решения ряда задач: выяснения точности гидрологических и водохозяйственных расчетов, выполняемых по рядам гидрометрических данных путем исследования распределения выборочных оценок параметров и квантилей гидрологических величин; определения характеристик регулирования стока (например, отдачи из водохранилища определенной емкости, обеспечиваемой с заданной вероятностью), зависящих от чередования сезонов и лет различной водности; определения характеристик работы сложных водохозяйственных систем (каскадов водохранилищ) и т. д.

4.11. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ. ОБЩИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Расчетные гидрологические характеристики при проектировании гидротехнических сооружений, железных и автомобильных дорог, сооружений мелиоративных систем, систем водоснабжения, при

планировке и застройке населенных пунктов, разработке генеральных планов промышленных и сельскохозяйственных предприятий, мероприятий по борьбе с наводнениями и т. д. определяются в соответствии со специальным нормативным документом [11, 7].

К расчетным гидрологическим характеристикам относятся характеристики годового стока (и его внутригодовое распределение), максимального снегового и дождевого стока, минимальных расходов воды и отметок уровней воды рек и озер. Эти характеристики устанавливаются непосредственно по опубликованным материалам гидрометрических наблюдений. При этом в качестве критерия при определении значения расчетной гидрологической характеристики принимается *ежегодная обеспеченность* этой величины, устанавливаемая нормативными документами. Для непосредственных расчетов или общей оценки гидрологических характеристик исключительно большое значение имеет продолжительность гидрометрических наблюдений за режимом рек. Результаты этих наблюдений являются основой для определения будущего режима рек после постройки водохранилищ, плотин, мостов и других сооружений. Сначала характеристики стока определяются для естественного состояния рек, затем в них вносятся поправки, учитывающие изменения стока под влиянием того или иного вида хозяйственной деятельности в речном бассейне. Если сток рек значительно изменен в результате хозяйственной деятельности (создание крупных водохранилищ, осушительные и оросительные мелиорации и т. п.), то путем расчета необходимо восстановить значение стока при естественном режиме.

В зависимости от полноты информации о режиме рек встречаются три случая: наличие наблюдений за стоком за достаточно продолжительный период, недостаточность гидрометрических данных при коротком периоде наблюдений и полное отсутствие данных гидрометрических наблюдений.

При наличии данных гидрометрических наблюдений основой для расчета гидрологических характеристик являются теоретические кривые распределения ежегодных вероятностей превышения (обеспеченности). Согласно нормам [15], продолжительность ряда наблюдений считается достаточной для установления расчетных значений гидрологических характеристик заданных обеспеченностей, если рассматриваемый период является *репрезентативным* (представительным) и величина относительной средней квадратической ошибки расчетного значения исследуемой гидрологической характеристики не превышает 10%.

Оценку репрезентативности ряда гидрометрических наблюдений за гидрологической характеристикой необходимо производить, если продолжительность наблюдений не превышает 50...60 лет. Это можно выполнить по разностным интегральным кривым гидрологической характеристики или сопоставлением кривых распределения той же характеристики по реке-аналогу за периоды $n(n<N)$ и $N(N>50)$ лет.

В качестве примера рассматривается оценка репрезентативности периода наблюдений в n лет для расчета среднего многолетнего годового стока (рис. 4.11). Колебания годового стока, носящие циклический характер, выражаются в чередовании фаз различной водности (многоводных и маловодных). Репрезентативный расчетный период должен включать наибольшее число законченных циклов колебаний стока, состоящих из групп многоводных и маловодных лет, на протяжении которых взаимно компенсируются отклонения значений исследуемой характеристики от среднего ее значения. Ка-

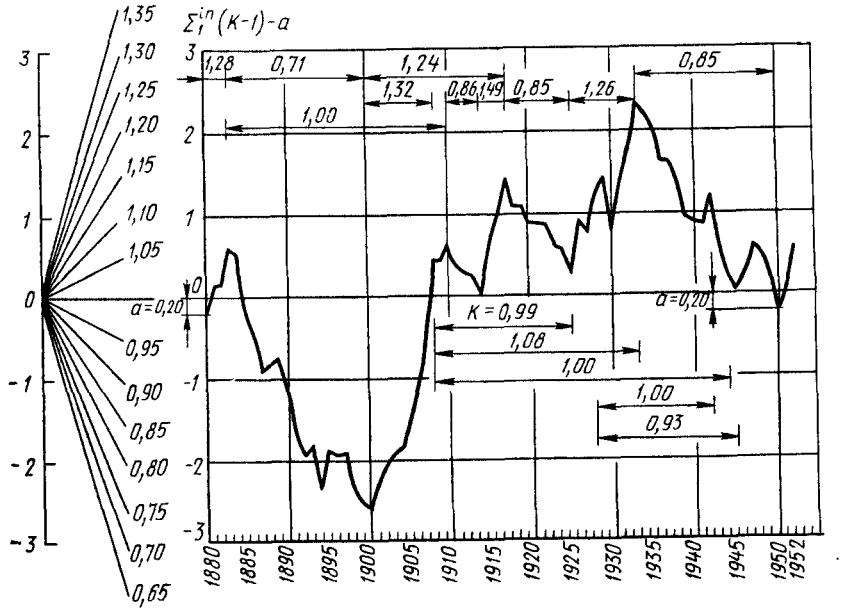


Рис. 4.11. Суммарная кривая отклоиений от середины модульных коэффициентов годового стока р. Оки у г. Орла (по В. Г. Андреянову)

лендарные графики изменения средних годовых расходов не дают четкого представления о циклических колебаниях стока из-за наличия малых циклов на общем фоне изменения водности реки. В целях устранения указанного недостатка применяют разностные интегральные кривые стока.

Обычно интегральные кривые стока строятся в относительных величинах — для данного примера в модульных коэффициентах стока $K_i = Q_i/\bar{Q}$. Ординаты полной интегральной кривой стока определяются последовательным суммированием модульных коэффициентов хронологического ряда годового стока, т. е. устанавливается зависимость $\Sigma K_i = f(T)$. Ординаты разностной интегральной кривой определяются последовательным суммированием отклоне-

ний модульных коэффициентов хронологического ряда годового стока K_i от их среднего многолетнего значения $\overline{K}=1$, т. е. устанавливается зависимость $\Sigma(K_i-1)=f(T)$ (см. гл. 8).

Одно из основных свойств разностной интегральной кривой заключается в том, что отклонение K_i (в данном случае модульного коэффициента) за любой интервал времени m от среднего его значения за весь многолетний период наблюдений (равного единице) характеризуется тангенсом угла наклона линии, соединяющей точки начала и конца интервала, к горизонтальной прямой и определяется по формуле:

$$\overline{K}_m-1=(l_к-l_н)/m, \tag{4.56}$$

где $l_к$ и $l_н$ — конечная и начальная ординаты интегральной кривой для рассматриваемого отрезка времени; m — число лет в этом отрезке.

Если при движении от ранних дат к более поздним участок интегральной кривой поднимается вверх относительно горизонтальной линии и $(\overline{K}_m-1)>0$, то период соответствует многоводной фазе цикла колебаний стока (например, на рис. 4.11 период 1927—1933 гг.). Если участок кривой наклонен вниз и $(\overline{K}_m-1)<0$, то период соответствует маловодной фазе (например, на рис. 4.11 период 1917—1925 гг.). Если ординаты начала и конца участка интегральной кривой равны, то $\overline{K}_m=1$ и, следовательно, этот интервал соответствует полному циклу колебаний водности. Выделяя на интегральной кривой законченные циклы и последовательно объединяя их в один более продолжительный период, устанавливают расчетный репрезентативный период, по которому следует определять ту или иную гидрологическую характеристику.

Оценка репрезентативности короткого ряда наблюдений исследуемой реки может быть также произведена путем приведения наблюдений этого ряда к более длительному периоду по наблюдениям на реках-аналогах. При этом используют данные многолетних наблюдений за стоком в разных пунктах рассматриваемого района и в качестве опорных принимают пункты с наиболее длительными, по возможности непрерывными и надежными наблюдениями, расположенные на реках, являющихся типичными для данного района по характеру колебаний стока. Данные по опорным пунктам с длительными рядами наблюдений приведены в материалах Водного кадастра (III серия «Водные ресурсы») и могут быть использованы для выбора расчетного репрезентативного периода наблюдений за стоком на изучаемой реке.

После установления расчетного периода и оценки его репрезентативности производят статистическую обработку ряда данных наблюдений за рассматриваемой гидрологической характеристикой.

Эмпирическую обеспеченность $P\%$ гидрологических характеристик определяют по формуле (4.10). Для сглаживания и экстраполяции эмпирических кривых обеспеченности, как правило, применя-

ют трехпараметрическое гамма-распределение при любом соотношении коэффициентов вариации C_v и асимметрии C_s или биномиальную кривую распределения при $C_s \geqslant 2C_v$. Параметры теоретических кривых распределения — среднее многолетнее значение характеристики, коэффициенты вариации C_v и асимметрии C_s — устанавливаются по ряду гидрометрических наблюдений за рассматриваемой гидрологической характеристикой методом моментов соответственно по формулам (4.13), (4.20) и (4.23). При трехпараметрическом гамма-распределении и биномиальном распределении (в случае использования метода моментов) для устранения смещенности оценки параметров расчетный коэффициент вариации C_v определяют по формуле (4.46) и расчетный коэффициент асимметрии C_s — по формуле (4.47). Расчетные значения отношения коэффициента асимметрии к коэффициенту вариации и коэффициента автокорреляции принимают как среднее из значений, определяемых по данным группы рек-аналогов, имеющих наиболее длительные ряды наблюдений за рассматриваемой гидрологической характеристикой.

При значениях коэффициента вариации $C_v > 0{,}5$ для трехпараметрического гамма-распределения используют метод наибольшего правдоподобия, определяя расчетные значения коэффициентов вариации и асимметрии по номограммам как функции статистик, рассчитанных по формуле (4.35). Для биномиального распределения при $C_v > 0{,}5$ возможно использование графоаналитического метода.

При использовании метода моментов или метода наибольшего правдоподобия расчет параметров и ординат кривых распределения производят в порядке, указанном в табл. 4.4.

Ординаты теоретической кривой обеспеченности при использовании биномиальной кривой распределения находят по выражению (4.29).

В случае различных соотношений между C_s и $C_v [C_s = (1...6) C_v]$ применяют кривые трехпараметрического гамма-распределения. Ординаты теоретической кривой обеспеченности находят в зависимости от коэффициента вариации и обеспеченности $K_{p\%} = f(P_{\%}\ C_v)$ по таблицам интеграла трехпараметрического гамма-распределения (см. приложение 2).

При определении расчетных гидрологических характеристик, кроме материалов систематических гидрометрических наблюдений должны использоваться обоснованные данные о выдающихся значениях гидрологических характеристик, например максимальных расходах исследуемой реки. Сведения о них могут быть получены путем изучения меток высоких вод, опроса населения или из архивных источников. Материалы о выдающихся значениях гидрологических характеристик должны быть тщательно проанализированы и согласованы между собой. В дальнейшем они могут использоваться для уточнения параметров кривых распределения.

Если выдающееся значение гидрологической характеристики не входит в непрерывный систематический n-летний ряд гидрометри-

Таблица 4.4. **К расчету параметров кривой распре**

№ п/п	Год	x_i, м³/с	x_i в убывающем порядке, м³/с	$P_m = \frac{m}{n+1} 100$, %	K_i
1	1954	10,8	18,7	3,85	1,57
2	1955	12,8	16,3	7,69	1,37
3	1956	9,4	16,1	11,5	1,35
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
25	1978	11,9	6,5	96,2	0,55
		Σx_i			$\Sigma K_i = n$

ческих наблюдений, уточнение параметров кривой распределения выполняется:

а) методом наибольшего правдоподобия в зависимости от статистик $\lambda_{2\max}$ и $\lambda_{3\max}$, определяемых по формулам

$$\lambda_{2\max} = \frac{1}{N''}\left(\lg\frac{Q_{N''}}{\overline{Q}} + \frac{N''-1}{n-\mu}\sum_{i=1}^{i=n-\eta}\lg\frac{Q_i}{\overline{Q}}\right); \qquad (4.57)$$

$$\lambda_{3\max} = \frac{1}{N''}\left(\frac{Q_{N''}}{\overline{Q}}\lg\frac{Q_{N''}}{\overline{Q}} + \frac{N''-1}{n-\mu}\sum_{i=1}^{i=n}\frac{Q_i}{\overline{Q}}\lg\frac{Q_i}{\overline{Q}}\right), \qquad (4.58)$$

где N'' — число лет, в течение которых выдающееся значение гидрологической характеристики не было превышено; $\mu=1$; $\eta=0$;

б) методом моментов по формулам

$$\overline{Q} = (1/N'')\left(Q_{N''} + (N''-1)(n-\alpha)\sum_{i=1}^{i=n} Q_i\right); \qquad (4.59)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{N''}\left[\left(\frac{Q_{N''}}{\overline{Q}}-1\right)^2 + (N''-1)(n-\beta)\sum_{i=1}^{i=n}\left(\frac{Q_i}{\overline{Q}}-1\right)^2\right]}, \qquad (4.60)$$

где $\alpha=0$ и $\beta=1$. Если выдающееся значение гидрологической характеристики входит в непрерывный систематический n-летний ряд данных гидрометрических наблюдений, вычисление параметров кривой распределения выполняется:

а) методом наибольшего правдоподобия в зависимости от статистик $\lambda_{2\max}$ и $\lambda_{3\max}$, определяемым по формулам (4.57) и (4.58) при $\mu=2$ и $\eta=1$;

б) методом моментов по формулам (4.59) и (4.60) при $\alpha=1$ и $\beta=2$.

Эмпирическую обеспеченность гидрологической характеристики определяют по формуле (4.10) с заменой n на N''.

деления методами моментов и наибольшего правдоподобия

Метод моментов			Метод наибольшего правдоподобия	
$K_i - 1$	$(K_i - 1)^2$	$(K_i - 1)^3$	$\lg K_i$	$K_i \lg K_i$
0,57	0,32	0,18	0,20	0,31
0,37	0,14	0,05	0,14	0,19
0,35	0,12	0,04	0,14	0,18
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
—0,45	0,20	—0,09	—0,26	—0,143
$+\Sigma(K_i - 1)$ $-\Sigma(K_i - 1)$	$\Sigma(K_i - 1)^2$	$\Sigma(K_i - 1)^3$	$\Sigma \lg K_i =$ $= -0,32$	$\Sigma K_i \lg K_i =$ $= 0,31$

При недостаточности гидрометрических данных в практике расчетов гидрологических характеристик различной обеспеченности приходится иметь дело с короткими рядами наблюдений, продолжительность которых не обеспечивает получения результата с требуемой точностью (ошибка 10%). В этом случае производят приведение параметров кривых обеспеченности гидрологических характеристик (Q, H, h) к расчетному многолетнему периоду по *рекам-аналогам,* которые имеют длинный ряд наблюдений, обеспечивающий необходимую точность, и колебания расчетных характеристик, соответствующие колебаниям их в расчетном створе изучаемой реки. При этом значение коэффициента корреляции искомой гидрологической характеристики и объекта-аналога за период совместных наблюдений не должно быть меньше 0,70. Использование аппарата линейной корреляции при меньших значениях коэффициента корреляции обычно неэффективно. При выборе рек-аналогов необходимо выполнение следующих условий: наибольшая географическая близость расположения водосборов; площади водосборов не должны различаться более чем в 10 раз, а их средние высотные положения (для горных рек) — более чем на 300 м; сходство климатических условий; однородность условий формирования стока; однородность почв (грунтов) и гидрогеологических условий; по возможности близкие степени озерности, залесенности; заболоченности и распаханности; отсутствие факторов, существенно изменяющих естественный речной сток (регулирование стока, сбросы, изъятия на орошение, водоснабжение и другие нужды).

Приведение параметров кривых обеспеченности рассматриваемой гидрологической характеристики стока к многолетнему периоду осуществляется аналитическим, графическим и графоаналитическим способами.

Аналитический способ приведения гидрологических характеристик, например среднего годового стока, к многолетнему периоду наблюдений заключается в установлении корреляционной связи

между средним годовым стоком в неизученном бассейне и изученном бассейне-аналоге.

Среднее многолетнее значение $\overline{Q}$ определяют по выражению

$$\overline{Q}=\overline{Q}_{n'}+R(\sigma_n/\sigma_{n'a})(\overline{Q}_a-\overline{Q}_{n'a}), \qquad (4.61)$$

где $\overline{Q}$, $\overline{Q}_a$ — средние многолетние величины годового стока за N' лет наблюдений, соответственно для исследуемой реки и реки-аналога; $\overline{Q}_{n'}$, $\overline{Q}_{n'a}$ — средние арифметические величины стока за период совместных наблюдений за n лет, соответственно для исследуемой реки и реки-аналога; $\sigma_{n'}$, $\sigma_{n'a}$ — средние квадратические отклонения годового стока за совместный период n' лет, соответственно для исследуемой реки и реки-аналога; R — коэффициент корреляции между величинами среднего годового стока исследуемой реки и реки-аналога.

Коэффициент вариации при $R\geqslant 0{,}8$

$$C_{vN'}=(\sigma_{N'}/\overline{Q})\sqrt{1-R^2(1-\sigma^2_{n'a}/\sigma^2_{N'a})}, \qquad (4.62)$$

где $\sigma_{N'a}$ — среднее квадратическое отклонение годового стока за N'-летний период для реки-аналога.

Аналогичные формулы используют и для определения других гидрологических характеристик.

Графический способ приведения короткого ряда к многолетнему периоду наблюдений применяют при наличии прямолинейной зависимости $\overline{Q}=k_a\overline{Q}_a$. Коэффициент вариации для исследуемой реки при этом находят по формуле

$$C_v=k_a\overline{Q}_aC_{v,a}/\overline{Q}, \qquad (4.63)$$

где k_a — угловой коэффициент прямой связи; $\overline{Q}_a$, $C_{v,a}$ — норма стока и коэффициент вариации для реки-аналога, определяемые по многолетнему ряду наблюдений; $\overline{Q}$ — норма стока в неизученном бассейне, определяемая по графику связи.

Графоаналитический способ приведения короткого ряда к многолетнему периоду наблюдений применяют при коэффициенте корреляции $R\geqslant 0{,}8$. Величины стока 5 и 95% обеспеченности изучаемой реки находят в зависимости от величины стока реки-аналога по графику связи равнообеспеченных характеристик исследуемой реки и реки-аналога. По формуле (4.40) вычисляют среднее квадратическое отклонение и параметр $C_v=\sigma_Q/\overline{Q}$.

Изложенные способы приведения параметров кривых распределения к многолетнему периоду основываются на обработке данных исследуемой реки и реки-аналога за короткий период совместных наблюдений.

Использование уравнений регрессии (4.51) и (4.52) позволяет осуществить погодичное восстановление значений гидрологической характеристики в неизученном бассейне по данным реки-аналога по уравнениям регрессии (4.51) и (4.52). Дальнейший расчет па-

раметров кривых обеспеченности рассматриваемой гидрологической характеристики выполняют по погодично восстановленным значениям за длительный период наблюдений, т. е. соответственно изложенному для случая наличия данных гидрометрических наблюдений.

При отсутствии данных гидрометрических наблюдений характеристики стока определяют по картам изолиний рассматриваемой характеристики, если таковые имеются, или по эмпирическим формулам, которые в явной или неявной форме учитывают зависимость искомых характеристик от основных физико-географических факторов стока.

4.12. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ГОДОВОГО СТОКА И ЕГО ВНУТРИГОДОВОГО РАСПРЕДЕЛЕНИЯ

Основой для определения расчетных значений годового стока воды являются среднегодовые расходы воды в исследуемом створе. Определение параметров кривой обеспеченности годового стока при любой степени изученности бассейна реки изложено в § 4.11. При отсутствии данных наблюдений норму стока определяют по картам изолиний среднего многолетнего годового стока рек СССР [(л/с)км^2] или прямолинейной интерполяцией нормы стока между опорными пунктами с известными значениями среднего многолетнего стока. Определение нормы стока по карте изолиний основано на допущении плавного изменения среднемноголетнего стока по территории в зависимости от зонального изменения физико-географических факторов стока. Карты изолиний нормы стока составлены ГГИ (листы 1, 1а, 1б, 1в в приложении 1 [7]) и рекомендуются для рек с площадями водосборов до 50 000 км^2, но при отсутствии резких изменений в рельефе и климатических условиях их можно использовать и для рек с большими площадями водосборов.

В случае определения нормы стока по карте изолиний оконтуривают бассейн исследуемой реки до замыкающего створа и находят центр его тяжести. Норму стока для центра тяжести бассейна получают путем линейной интерполяции между ближайшими изолиниями.

При расчлененном рельефе и неравномерном расположении изолиний по площади бассейна среднемноголетний модуль стока рассчитывают как средневзвешенное значение по формуле

$$q_r=(q_1f_1+q_2f_2+\dots+q_nf_n)/(f_1+f_2+\dots+f_n), \qquad (4.64)$$

где $q_1, q_2, \dots, q_n$ — соответствующие средние многолетние модули стока, найденные по карте; $f_1, f_2, \dots, f_n$ — площади между изолиниями в пределах бассейна реки, определяемые планиметром.

Коэффициент вариации C_v определяют по карте изолиний так же, как по карте нормы стока. Карта коэффициентов вариации C_v (листы 2,2а, 2б и 2в в приложении 1 [7]) рекомендована для рав-

нинных рек с площадью водосбора от 1000 до 50 000 км^2 при отсутствии озер или при озерности, не превышающей 3% от площади водосбора.

При длительных наблюдениях коэффициент асимметрии C_s можно определить методом наибольшего правдоподобия в зависимости от статистик λ_2 и λ_3 и графоаналитическим методом по коэффициенту скошенности, вычисляемому по формуле (4.24). При коротких рядах наблюдений или при полном их отсутствии коэффициент асимметрии C_s находят по отношению этого параметра к коэффициенту вариации C_v по реке-аналогу.

При отсутствии надежных аналогов расчетное значение отношения коэффициента асимметрии к коэффициенту вариации C_s/C_v определяют по карте (лист 4 в приложении 1 [7]).

В практике гидрологических расчетов очень часто возникает необходимость определения не только годового стока, но и распределения последнего внутригодового интервала времени. **Внутригодовое распределение стока** в зависимости от задач водохозяйственного проектирования может быть представлено в виде хронологического изменения расходов по месяцам или сезонам или в порядке убывания расходов воды.

В первом случае внутригодовое распределение стока воды при наличии данных гидрометрических наблюдений за период не менее 15...20 лет проводится или методом компоновки сезонов, или методом характерного реального года.

Метод компоновки сезонов — основной способ расчета календарного внутригодового распределения стока. По методу компоновки рассматриваются межсезонное и внутрисезонное распределения стока.

Для исследований и расчета межсезонного распределения стока каждый год делится на два основных периода: паводочный (многоводный) и меженный (маловодный). Для практических задач проектирования маловодный период в свою очередь делится на два сезона. Всего в году должно быть не более трех сезонов. Период года и сезон, когда естественный сток может ограничивать потребление, принимают за лимитирующие, так как в этот период года и сезон создаются неблагоприятные условия работы водохозяйственных предприятий. Так, для рек с весенним половодьем за лимитирующий период принимаются два маловодных сезона: летне-осенний и зимний. При преобладающем водопотреблении на сельскохозяйственные нужды (орошение, обводнение) за лимитирующий сезон принимается летне-осенний, для энергетики и водоснабжения — зимний. Для высокогорных рек с летним половодьем (Средняя Азия) при преимущественно ирригационном использовании стока за лимитирующий период принимается зимне-осенний, а за лимитирующий сезон — весенний.

При проектировании отвода избыточных вод с целью борьбы с наводнениями или при осушении болот и заболоченных земель за лимитирующий период принимается многоводная часть года (весна

и лето — осень), а за лимитирующий сезон — самый многоводный сезон (весна).

Расчеты внутригодового распределения стока при выделении сезонов ведут обычно не по календарным годам, а по водохозяйственным, принимая за начало водохозяйственного года многоводный период. Границы сезонов назначаются одинаковыми для всех лет с округлением их до целого месяца. Длительность многоводного периода устанавливается так, чтобы в его границы помещались половодья всех лет, как с наиболее ранним сроком его наступления, так и с наиболее поздним сроком окончания.

Назначив границы периодов и сезонов, определяют сток за отдельные периоды и сезоны каждого года путем суммирования средних месячных расходов.

По значениям годового стока и стока за отдельные периоды и сезоны каждого года наблюдений строят эмпирические кривые обеспеченности. Статистические параметры $\bar{x}$ и C_v вычисляют непосредственно по полученным рядам. Третий параметр теоретической кривой обеспеченности, коэффициент асимметрии C_s, лучше подбирать по данным рек-аналогов, расположенных в гидрологически однородном районе. Далее при установленных параметрах теоретической кривой обеспеченности вычисляют значения стока одной и той же заданной обеспеченности за год, лимитирующий период и (внутри его) лимитирующий сезон. Сток нелимитирующего периода определяют по разности между стоком за год и лимитирующий период, а сток за нелимитирующий сезон, входящий в лимитирующий период, вычисляют по разности между стоком этого периода и лимитирующего сезона.

Внутрисезонное распределение стока зависит от водности сезона. Распределение стока по месяцам устанавливают приближенно с некоторой схематизацией. Принимают три градации водности рассматриваемого сезона: многоводную, включающую годы с обеспеченностью стока за сезон менее 33%, среднюю по водности с обеспеченностью от 33 до 66% и маловодную с обеспеченностью более 66%.

Для меженных периодов распределение стока внутри сезонов рассчитывают по месячным интервалам времени; в период половодья интервалы времени уменьшают до декады ввиду значительной внутримесячной неравномерности стока.

Выделение групп водности производят путем построения эмпирической кривой обеспеченности сезонного стока для каждого сезона. В соответствии с обеспеченностью ряд сезонных стоков, расположенных в убывающем порядке по вертикали, разбивают на три группы водности, добиваясь примерно одинакового числа членов ряда в каждой группе. Для каждого года, попавшего в соответствующую группу водности, выписывают по горизонтали месячные (или декадные для весеннего половодья) значения стока с указанием календарных месяцев, к которым они относятся.

Для всех лет в каждой группе водности отдельно суммируют месячные (декадные) расходы и сумму средних месячных расходов за сезон. Делением полученных сумм расходов за каждый месяц внутри сезона на сумму расходов за сезон устанавливают относительное распределение стока по месяцам внутри сезона (в процентах от суммарного стока за рассматриваемый сезон). Полученные значения относительного месячного стока (в процентах от сезонного) следует относить к тому месяцу, который встречается наиболее часто. Таким же образом устанавливают среднее распределение стока по месяцам (декадам) для всех групп водности.

Умножая процентное внутрисезонное распределение стока на расчетный сток за сезон, получают значения месячных и декадных расходов в году расчетной обеспеченности.

Изложенный метод В. Г. Андреянова можно применять при наличии данных наблюдений не менее чем за 10 лет при условии включения в него маловодных, многоводных и средних по водности лет.

Более простым методом расчета внутригодового распределения стока рек, представленного по годам в календарной последовательности, является метод характерного реального года. За расчетную модель принимают фактический гидрограф, у которого обеспеченность годового стока, лимитирующего периода и сезона близка к заданной обеспеченности. Реальный гидрограф, соответствующий поставленному условию, выбирают путем анализа эмпирических кривых обеспеченности значений годового стока и стока лимитирующего периода. Для этого гидрографа определяется процентное помесячное распределение стока. В соответствии с процентным распределением стока в реальном году распределяется по месяцам расчетный годовой сток, найденный по кривой обеспеченности. Полученное таким образом реальное распределение стока служит расчетной моделью.

Во втором случае внутригодовое распределение стока может быть выполнено в виде кривых обеспеченности среднесуточных расходов, представляющих интерес для различных отраслей народного хозяйства. Так, для выработки электроэнергии промышленного водоснабжения возникает необходимость определения обеспеченности расходов воды, равных или превышающих заданный расход, вне зависимости от времени их наступления. В этих случаях используют кривую обеспеченности суточных расходов, характеризующую продолжительность времени (в днях или долях и процентах года), в течение которого расход воды равен или превышает заданный.

Кривая обеспеченности суточных расходов представляет интегральное распределение внутри года фазово-разнородных расходов, в то время как кривые обеспеченности среднегодовых, максимальных, минимальных и других значений стока показывают распределение фазово-однородных расходов в многолетней перспективе.

Кривая обеспеченности суточных расходов имеет твердо установленные пределы, соответствующие абсолютному максимуму и абсолютному минимуму наблюдавшихся расходов.

Кривые обеспеченности гидрологических характеристик не имеют фиксированных границ: в области малых значений обеспеченности кривая не имеет предела; нижним пределом может быть только нулевое значение характеристики.

Кривая обеспеченности суточных расходов служит для определения расходов различной продолжительности стояния между фиксированными пределами. Основной задачей при построении кривых обеспеченностей среднегодовых, максимальных и минимальных расходов является их экстраполяция для определения расходов редкой повторяемости.

Кривая обеспеченности суточных расходов может быть обобщенной (или абсолютной) и средней. При построении обобщенной кривой, предложенной Д. И. Кочериным, среднесуточные расходы за весь период наблюдений располагаются в убывающем порядке и для каждого расхода вычисляют его эмпирическую обеспеченность по (4.10). По мнению Д. И. Кочерина, абсолютная кривая отражает истинное распределение стока в многолетнем разрезе, однако ее построение является достаточно трудоемкой задачей, особенно при продолжительных наблюдениях.

Средняя кривая обеспеченности суточных расходов строится по характерным расходам различной обеспеченности, полученным по кривым обеспеченности за отдельные годы. Средние кривые строят по фондовой таблице «Основные гидрологические характеристики», опубликованной во второй серии Водного кадастра СССР. Характерными суточными расходами являются расходы, наблюдавшиеся в течение 30 сут ($P_{\%}$ =8,3%), 90 сут ($P_{\%}$=25%), 180 сут ($P_{\%}$= =50%), 270 сут ($P_{\%}$=75%), 355 сут ($P_{\%}$=97%), а также годовые максимум и минимум. В названной таблице эти расходы приведены за отдельные годы и за весь период наблюдений (включая 1962 г.).

По данным Д. Л. Соколовского, сопоставление абсолютной и средней кривых обеспеченности суточных расходов показывает, что в пределах от 10 до 90% обеспеченности обе кривые очень близки, их расхождение не превышает 15...20%. Крайние расходы отличаются значительно. В верхней части абсолютная кривая идет выше средней, а в нижней части — ниже средней.

Учитывая простоту построения средней кривой, для практических целей Д. Л. Соколовский рекомендует получать обобщенную кривую из средней кривой путем графической экстраполяции от расходов 10%-ной и 90%-ной обеспеченности к абсолютному максимуму и минимуму. В этом случае обобщенная кривая характеризует средний по водности год, т. е. распределение расходов в течение года от среднемаксимального до среднеминимального за многолетний период.

При отсутствии или недостаточности данных наблюдений расчет внутригодового распределения стока ведут по методу гидрологической аналогии.

При отсутствии надежных аналогов внутригодовое распределение стока рассчитывают по региональным эмпирическим зависимостям статистических параметров сезонного стока от определяющих его факторов [площади водосбора, его средней высоты, характера почв (грунтов), озерности и др.].

4.13. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МАКСИМАЛЬНОГО СТОКА

В общем случае максимальным стоком называют процесс формирования высокого стока в форме весенних половодий или дождевых паводков. В гидрологической практике это понятие отождествляют с объемом или слоем стока за основную волну половодья или за наибольший дождевой паводок. Часто под максимальным стоком подразумевают максимальный расход, соответствующий наибольшему расходу воды в период весеннего половодья или наивысшего дождевого паводка (наибольший средний суточный расход и наибольший мгновенный срочный расход воды*).

Максимальным расчетным расходом называют расход, на пропуск которого рассчитывают водопропускные и водосбросные отверстия гидротехнических сооружений, мостовые отверстия и т. д. Занижение максимального расчетного расхода приводит к переполнению водохранилищ и разрушению сооружений, что влечет за собой значительный материальный ущерб. В случае заселенности местности, расположенной ниже сооружения, выбор максимального расчетного расхода выходит за пределы экономических соображений и перерастает в социальную проблему, связанную с безопасностью людей. Завышение расчетного максимального расхода удорожает стоимость сооружения, что снижает его экономическую эффективность.

Расчетная ежегодная вероятность превышения (обеспеченность) максимальных расчетных расходов устанавливается нормативными документами, которые определяют ее в зависимости от рода сооружения, класса капитальности и условий эксплуатации.

Все постоянные сооружения разбиты по капитальности на четыре класса; I, II, III и IV; для них принимаются соответственно обеспеченности 0,01, 0,1, 0,5 и 1,0%.

Максимальные расходы разделяют по их происхождению на *максимумы, формирующиеся от снеготаяния* (с учетом возможной составляющей от дождя), *максимумы, формирующиеся от дождей* (с учетом возможной составляющей от снеготаяния), *максимумы смешанные,* которые рассчитывают раздельно.

---

* Срочным максимальным расходом называют расход воды, измеряемый в регламентированные сроки наблюдения (см. гл. 6).

Построение кривых обеспеченности максимальных расходов при наличии длительного ряда наблюдений производят методами математической статистики, изложенными в § 4.11. Из полученных значений максимальных расчетных расходов различного генетического происхождения выбирают наибольшее или то значение, которое определяет работу водохозяйственного комплекса. При невозможности разделения максимальных расчетных расходов по генетическому признаку допускается производить построение кривых обеспеченности максимальных расходов воды независимо от их происхождения.

При производстве расчетов для рек с продолжительностью стояния максимальных расходов воды сутки и более выбирают наибольший из ежесуточных значений, менее суток — мгновенные расходы воды. На практике чаще используют срочные максимальные расходы, так как сведения о мгновенных расходах, как правило, отсутствуют. Для малых водотоков в случае прохождения максимального расхода воды между сроками наблюдений устанавливают соотношения между среднесуточными и мгновенными максимальными расходами воды и в расчеты вводят соответствующие поправки.

При наличии данных гидрометрических наблюдений по максимальному стоку за достаточно длительный период наблюдений расчетные максимальные расходы талых и дождевых вод определяют по теоретической кривой обеспеченности согласно рекомендациям, изложенным в § 4.11. Для практических целей оценка продолжительности имеющегося ряда наблюдений, достаточного для проведения расчетов, может быть произведена по приближенной зависимости

$$N_{\min} \approx 1/(P_{\%} K_{C_v}), \tag{4.65}$$

где $N_{\min}$ — минимальная длина ряда, годы; $P_{\%}$ — вероятность превышения (в долях единицы) вычисляемого расхода воды; $K_{C_v} = 2 \ldots 3$ в зависимости от коэффициента вариации ($K_{C_v} = 2$ для малых коэффициентов вариации $C_v < 0{,}5$ и $K_{C_v} = 3$ для больших коэффициентов вариации $C_v > 0{,}5$).

Если продолжительность наблюдений за максимальными расходами меньше рассчитанной по формуле (4.65), то следует осуществлять приведение параметров распределения к многолетнему периоду (см. § 4.11).

При недостаточности исходного ряда производят приведение к многолетнему периоду наблюдений с использованием при определении среднемноголетнего максимального расхода и коэффициента вариации метода корреляции. Коэффициент асимметрии C_s устанавливают по данным рек-аналогов. При отсутствии надежных аналогов соотношение коэффициентов асимметрии C_s и вариации C_v в зависимости от происхождения максимальных расходов принимают: для расходов талых вод равнинных рек $C_s = (2 \ldots 2{,}5) C_v$;

для дождевых расходов равнинных рек и горных рек с муссонным климатом $C_s=(3...4)C_v$; для расходов воды горных рек $C_s=4C_v$.

При проектировании сооружений первого класса, разрушение которых угрожает катастрофическими наводнениями, водопропускные отверстия рассчитывают на пропуск расхода $Q'_{p\%}$, полученного прибавлением к максимальному расчетному расходу обеспеченностью $P=0{,}01\%$, определенному по кривой обеспеченности, гарантийной поправки:

$$Q'_{p\%}=Q_{p\%}+\Delta Q_{p\%}. \tag{4.66}$$

Гарантийную поправку назначают для учета возможности совпадения периода наблюдений за максимальным стоком реки с относительно низкими половодьями и паводками. Ее значение пропорционально средней квадратической ошибке вычисленного максимального расхода воды:

$$\Delta Q_{p\%}=\frac{aE_{p\%}}{\sqrt{n_b}}Q_{p\%}, \tag{4.67}$$

где a — коэффициент, характеризующий гидрологическую изученность реки ($a=1{,}0$ для изученных рек, $a=1{,}5$ для слабоизученных); $E_{p\%}$ — случайная средняя квадратическая ошибка расчетного расхода воды $P_{\%}=0{,}01\%$, определяемая по приложению 5 [11]; n_b — число лет наблюдений с учетом приведения к многолетнему периоду.

Гарантийная поправка не должна превышать 20% от расчетного максимального расхода $Q_{p\%}$.

При отсутствии гидрометрических данных максимальные расходы весеннего половодья на реках с площадью водосбора до 20 000 км² в европейской части и площадями водосбора до 50 000 км² в азиатской части СССР определяют по эмпирическим формулам.

Расчетный максимальный расход воды талых вод на равнинных и горных реках

$$Q_{p\%}=[K_o h_{p\%}\mu'\delta\delta_1\delta_2/(A+A_1)^{n_1}]\,A, \tag{4.68}$$

где K_o — параметр дружности половодья, определяемый по данным рек-аналогов обратным путем по формуле (4.68); $h_{p\%}$ — расчетный слой суммарного весеннего стока (с учетом грунтового питания), мм, обеспеченностью $P_{\%}$, определяемый в зависимости от коэффициента вариации C_v и отношения C_s/C_v для этой величины, а также среднемноголетнего слоя стока h, устанавливаемого по рекам-аналогам или интерполяцией по карте среднемноголетнего стока половодья (лист 6 приложении 1 [11]); μ' — коэффициент, учитывающий неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов (принимают по табл. 4.5) [11]; δ — коэффициент, учитывающий регулирующее влияние водохранилищ, прудов и проточных озер; δ_1 — коэффициент, учитывающий снижение

Таблица 4.5. **Значение коэффициента μ′**

Природная зона	Значения μ′ при обеспеченности расчетного максимального расхода								
	0,1	1	3	5	10	25	50	75	95
Тундра и лесная зона	1,02	1,0	0,97	0,96	0,93	0,90	0,86	0,82	0,82
Лесостепная	1,04	1,0	0,96	0,93	0,89	0,80	0,72	0,64	0,58
Степная	1,04	1,0	0,97	0,96	0,93	0,88	0,79	0,64	0,42
Зона степей и полупустынь	1,02	1,0	0,98	0,97	0,96	0,92	(0,80)	(0,70)	(0,50)

Таблица 4.6. **Значения показателя степени редукции n_1 и дополнительной площади водосбора A_1, учитывающей снижение редукции**

Природная зона	Для равнинных рек	
	параметр n_1	дополнительная площадь водосбора A_1, км²
Зона тундры и лесная зона (европейская территория СССР, Западная и Восточная Сибирь)	0,17	1
Лесостепная зона (европейская территория СССР и Западная Сибирь)	0,25	2
Степная зона, зона засушливых степей и полупустынь (европейская территория СССР, Западная Сибирь, Западный и Центральный Казахстан)	0,35	10

максимального расхода воды в залесенных бассейнах; δ_2 — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода воды в заболоченных бассейнах; A_1 — дополнительная площадь водосбора, учитывающая снижение редукции (уменьшения), км² (принимают по табл. 4.6); n' — показатель степени редукции (принимают по табл. 4.6); A — площадь водосбора до замыкающего створа, км².

Регулирующее влияние проточных озер учитывается коэффициентом

$$\delta=(1+c_l A_l)^{-1}, \tag{4.69}$$

где c_l — коэффициент, изменяющийся от 0,2 при $\bar{h}>100$ мм до $c_l=0{,}4$ при $\bar{h}<20$ мм; A_l — средневзвешенная озерность, %, определяемая по формуле

$$A_l=\sum_{i=1}^{i=n}(100 S_l A_{i,l}/A), \tag{4.70}$$

где S_l — площадь зеркала озера, км²; $A_{i,l}$ — площадь водосбора озера, км².

При наличии в бассейне озер, расположенных вне главного русла и основных притоков, коэффициент δ следует принимать $\delta=1$ при $A_l<2\%$, $\delta=0{,}8$ при $A_l>2\%$. Коэффициент δ, учитывающий снижение максимального расхода воды рек, зарегулированных водохранилищами, находят с учетом проектных материалов, освещающих режим пропуска воды верхними водохранилищами.

Коэффициент δ_1 определяют по формуле

$$\delta_1=\alpha_1/(A_v+1)^{n_2}, \tag{4.71}$$

где $\alpha_1=0{,}7\ldots1{,}4$ — коэффициент, зависящий от природной зоны и расположения леса на водосборе (равномерного в верхней или нижней части водосбора); $n_2=0{,}1\ldots0{,}22$ — коэффициент, зависящий от почвогрунтов под лесом; A_v — залесенность водосбора, %.

Коэффициент δ_2 находят по выражению

$$\delta_2=1-\beta\lg(0{,}1A_s+1), \tag{4.72}$$

где β — коэффициент, зависящий от типа болот ($\beta=0{,}8$ для низинных болот, $\beta=0{,}3$ для верховых); A_s — относительная площадь болот и заболоченных лесов и лугов в бассейне, %.

При заболоченности менее 3% или при проточной относительной озерности более 20% $\delta_2=1$. Для горных рек коэффициенты $\delta_1=\delta_2=1$.

При определении мгновенных максимальных расходов воды $Q_{p\%}$ (м³/с) от дождевых паводков для больших и средних рек рекомендуется использовать эмпирическую редукционную формулу, учитывающую в обобщенной форме лишь главные факторы формирования максимального стока и выведенную в результате статистической обработки данных по дождевому стоку изученных рек:

$$Q_{p\%}=q_{200}(200/A)^{n_3}\delta\delta_2\delta_3\lambda_{p\%}A, \tag{4.73}$$

где q_{200} — модуль максимального мгновенного расхода воды обеспеченностью $P=1\%$ при $\delta_1=\delta_2=\delta_3=1$, приведенный к площади водосбора, равной 200 км² (определяют по карте изолиний, листы 12, 12а и 12в в приложении 1 [7] интерполяцией); $\lambda_{p\%}$ — переходный коэффициент от обеспеченности $P=1\%$ к другой обеспеченности (принимают по листу 13 приложения 1 и табл. 8 приложения 2 [7]); δ_3 — коэффициент, учитывающий изменение параметра q_{200} с изменением средней высоты водосбора в горных районах, определяемый по данным гидрологически изученных рек или табл. 28 [7].

Для малых рек, слабо изученных в гидрологическом отношении, целесообразнее использовать генетические формулы, отражающие определенные теоретические представления о процессах формирования стока на склонах водосборов и в руслах рек. Такой формулой для определения максимального мгновенного расхода воды

дождевых паводков является формула предельной интенсивности дождевого стока

$$Q'_{p\%}=q'_{1\%}\varphi H'_{1\%}\delta\lambda_{p\%}A, \qquad (4.74)$$

где $q'_{1\%}$ — максимальный модуль дождевого стока ежегодной обеспеченностью $P=1\%$, выраженный в долях от произведения $\varphi H_{1\%}$ при $\delta=1$; φ — сборный коэффициент стока; $H'_{1\%}$ — максимальный суточный слой осадков вероятностью превышения $P=1\%$, определяемый по данным ближайших к бассейну исследуемого водотока метеорологических станций, имеющих наибольшую длительность наблюдений, или по карте изолиний.

Максимальный модуль стока $q'_{1\%}$ определяют по приложению 21 [11] в зависимости от гидроморфометрической характеристики русла Φ_r, времени склонового добегания τ_s (мин) и района, принимаемого по приложению 22 [11].

Гидроморфометрическую характеристику русла исследуемой реки вычисляют по формуле

$$\Phi_r=1000L/[\varkappa_p i_r^{\varkappa} A^{1/4}(\varphi H_{1\%})^{1/4}], \qquad (4.75)$$

где L — длина реки, км; $\varkappa_p=7\ldots11$ — гидравлический параметр русла; $\varkappa$ — параметр, зависящий от характеристики русла и поймы ($\varkappa=1/3$ при $i_r<35‰$ и $\varkappa=1$ при $i_r>35‰$); i_r — средневзвешенный уклон русла, ‰.

Время склонового добегания τ_s устанавливается по приложению 25 [11] в зависимости от гидроморфометрической характеристики склонов Φ_s и карте типа кривых редукции осадков приложения 23 [11]:

$$\Phi_s=(1000\bar{l})^{1/2}/[(n_s i_{m,b}^{1/4})(\varphi H'_{1\%})^{1/2}], \qquad (4.76)$$

где $\bar{l}$ — средняя длина безрусловых склонов водосбора, км; n_s — коэффициент, характеризующий шероховатость склонов водосбора, определяемый по табл. 13 приложения 2 [7]; $i_{m,b}$ — средний уклон водосбора.

Сборный коэффициент стока φ при отсутствии рек-аналогов рассчитывают по формуле

$$\varphi=[C_2\varphi_0/(A+1)^{n_6}](i_{m,b}/50)^{n_5}, \qquad (4.77)$$

где C_2 — эмпирический коэффициент ($C_2=1{,}2$ для лесной и тундровой зон, $C_2=1{,}3$ для остальных природных зон); φ_0 — сборный коэффициент стока для водосбора площадью $A=10$ км^2 и средним уклоном водосбора $i_{m,b}=50‰$, принимаемый по табл. 11 приложения 2 [7]; n_5 — показатель, принимаемый по табл. 11 приложения 2 [7]; n_6 — показатель, принимаемый для лесотундры и лесной зоны равным 0,07, для остальных зон — 0,11.

4.14. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МИНИМАЛЬНОГО СТОКА

Минимальный сток формируется в межень, когда вследствие полного или частичного прекращения поверхностного стока река переходит на грунтовое питание. Различают следующие характеристики минимальных расходов воды: суточные и среднемесячные, определяемые отдельно для зимнего и летне-осеннего периодов.

Определение минимальных расходов воды связано с необходимостью обеспечения бесперебойного водоснабжения, орошения, обводнения, возможностью судоходства, энергетического использования рек и т. д. Все виды водохозяйственной деятельности (строительство гидроузлов, создание водохранилищ, увеличение мощности водозаборов, водные мелиорации земель, водоснабжение и водопонижение) прежде всего сказываются на величине минимального стока. Сведения о минимальных расходах необходимы как при оценке естественного стока рек, так и при определении степени хозяйственного воздействия на речной сток.

В строительном проектировании водохозяйственных сооружений минимальный расчетный расход определяют в зависимости от принадлежности объекта к той или иной отрасли народного хозяйства главным образом в диапазоне обеспеченностей 75...97%.

Для определения минимального расчетного расхода используют данные наблюдений за стоком в зимний и летне-осенний периоды. Основными расчетными характеристиками минимального стока являются *минимальный среднесуточный расход, минимальный средний месячный расход* за календарный месяц или за 30 сут с наименьшими расходами воды. Минимальный средний месячный расход используют в случае продолжительной и устойчивой межени (не менее 2 месяцев) при условии отсутствия в течение этого времени паводков. Если меженный период короткий или прерывистый (состоит из нескольких периодов, разделенных паводками), то вместо среднего месячного расхода воды используют средний расход за 30 сут (не календарный месяц) с наименьшим стоком в данном сезоне. Чтобы установить этот расход, строят гидрографы исследуемой реки за каждый год за весь период наблюдений по данным из таблиц ежедневных расходов воды. На каждом гидрографе в том или ином сезоне межени набирают 30 сут с наименьшими расходами воды и по ним рассчитывают средний расход за выбранный период. Минимальные 30-суточные расходы всегда меньше или равны средним месячным календарным расходам воды.

При наличии данных гидрометрических наблюдений минимальный расчетный расход определяют по теоретической кривой обеспеченности, рассчитанной по данным наблюдений методами, изложенными в § 4.11. При недостаточной длине ряда наблюдений производят его удлинение методом аналогии.

Расчет минимальных расходов воды для неизученных рек производят на основе обобщенных зависимостей для нормы мини-

мального стока (среднего многолетнего значения суточных и средних расходов воды) и коэффициентов вариации и асимметрии, полученных по данным для изученных рек, или путем использования переходных коэффициентов от минимального стока определенной (фиксированной) обеспеченности к стоку искомой обеспеченности. За минимальный сток фиксированной обеспеченности принят [11] минимальный 30-суточный расход обеспеченностью $P = 80\%$.

Для больших и средних рек минимальные 30-суточные расходы воды $Q_{80\%}$ ($м^3/с$) в зимний и летне-осенний периоды определяют для центра тяжести речного бассейна по картам изолиний (листы 17 и 18 в приложении 1 [7]).

Деление рек на большие, средние и малые при расчетах минимального стока зависит от географического положения бассейна реки и типа определяемого минимального расхода (зимний или летне-осенний). Реки с площадями водосборов, превышающими 75 000 км², относятся к большим; реки, площади водосборов которых составляют менее 75 000 км², но больше указанных в табл. 4.7, считаются средними; к малым относятся реки, площади водосборов которых не выходят за пределы, указанные в табл. 4.7.

При определении минимальных 30-суточных расходов воды для малых рек используют региональные зависимости, связывающие минимальный сток с основными физико-географическими факторами. Вычисление минимальных 30-суточных расходов воды для рек, имеющих площади водосборов меньше, чем указано в табл. 4.7, но не менее 20 км², производят по формуле

$$Q_{80\%} = 10^{-3} a (A + f_0)^n, \qquad (4.78)$$

где a, f_0, n — параметры, определяемые в зависимости от географических районов по табл. 17 приложения 2 [7].

Минимальные расходы расчетной обеспеченности (за 30 сут) определяют по формуле

$$Q_{p\%} = Q_{80\%} \lambda_{p\%}, \qquad (4.79)$$

где $\lambda_{p\%}$ — переходный коэффициент от расхода фиксированной 80%-ной обеспеченности к расходу расчетной обеспеченности, определяемый по табл. 32 [7].

Таблица 4.7. **Наибольшие площади водосборов малых рек, км²**

Районы по картам	Летне-осенний период	Зимний период	Районы по картам	Летне-осенний период	Зимний период
А	1200	1200	Г	2500	2000
Б	1500	1500	Д	5000	2500
В	2000	1800	Е	10000	5000

Примечание. Карты районирования территории СССР по минимальному стоку приведены на листах 19, 20 [7].

Минимальный средний суточный расход воды расчетной обеспеченности находят по зависимости

$$Q'_{p\%} = \lambda_{p\%} Q'_{80\%}, \tag{4.80}$$

где $Q'_{80\%}$ — минимальный суточный расход воды обеспеченностью $P = 80\%$:

$$Q'_{80\%} = k_m Q_{80\%}, \tag{4.81}$$

здесь k_m — переходный коэффициент, принимаемый по табл. 33 [7]; $Q_{80\%}$ — минимальный 30-суточный расход воды обеспеченностью $P = 80\%$ для средних и малых рек.

ГЛАВА 5

РЕЧНЫЕ НАНОСЫ И ТВЕРДЫЙ СТОК. РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ

5.1. ОБЩИЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О НАНОСАХ

Речными наносами называют твердые минеральные частицы вне зависимости от крупности, которые переносятся русловым потоком и при определенных условиях образуют русловые и пойменные отложения. Речные наносы образуются главным образом в результате *водной эрозии,* т. е. разрушения поверхности земли под действием текущих вод. Водная эрозия может быть склоновая и русловая. Склоновая эрозия представляет собой процесс разрушения и смыва продуктов разрушения со склонов площади бассейна дождевыми и талыми водами. Интенсивность склоновой эрозии зависит от количества осадков, состава почвогрунтов, рельефа местности, густоты овражно-балочной системы бассейна, характера и количества растительности, степени и видов хозяйственного использования площади. Часть продуктов разрушения не попадает в реку, так как задерживается в понижениях земной поверхности, в оврагах и суходолах. В южных районах, где сухой климат, растительность бедна, почвы меньше содержат гумуса, эрозия протекает более активно, чем в районах достаточного увлажнения.

Русловая эрозия заключается в размыве русловыми потоками дна и берегов русла и склонов долины. Интенсивность этого процесса зависит от энергии текущей воды и характера пород, слагающих русло и долину. Энергия текущей воды, в том числе и руслового потока, определяется расходом и падением: чем больше расход воды и падение руслового потока, или реки, на единицу длины, тем больше ее эрозия. Твердые (скальные) породы размываются значительно слабее, чем рыхлые (пески, глины, суглинки и т. п.).

На равнинах водная эрозия протекает значительно слабее, чем в горной местности, за исключением скальных массивов. Соотношение между количеством наносов, поступивших в реку за счет склоновой эрозии, и количеством наносов, образовавшихся в результате работы самой реки, зависит от физико-географических факторов и меняется по длине реки (достаточно крупной). Часть этих факторов связана с географическими зонами и получила название зональных (климатические условия, сток, характер и распределение почв и растительности и др.); другая часть факторов не связана с географическими зонами — это так называемые азональные факторы (рельеф местности и геологическое строение).

Воздействие потока на русло проявляется в *размыве* (начальная стадия), переносе материалов размыва и их *отложении (аккумуляция)*. В равнинных реках размыв обычно наблюдается в верхнем течении и аккумуляция — в нижнем. Поток может размывать не только дно (глубинная эрозия), но и берега русла и долины (боковая эрозия). В результате русло и берега смещаются в плане, что приводит к расширению долины и образованию извилин. Этот случай эрозии особенно интенсивно происходит в среднем и нижнем течении реки.

Продукты разрушения пород и почвогрунтов, попав в русло реки, перемещаются потоком вниз по течению.

В зависимости от характера движения твердых частиц (наносов) в потоке различают взвешенные и донные наносы. Взвешенными наносами называют совокупность частиц грунта, обычно наиболее мелких (илистых частиц, мелкого песка), которые, оторвавшись от дна под воздействием скорости течения воды, находятся во взвешенном состоянии достаточно длительное время. Перемещение взвешенных наносов определяется общим потоком воды. Скорость перемещения взвешенных наносов приближается к скорости течения воды тем больше, чем мельче частицы. Наибольшая концентрация взвешенных наносов и ее наибольшие градиенты наблюдаются в придонном слое толщиной $(0{,}1 \ldots 0{,}2)d$, где d — глубина воды. В основной толще потока от $z=0$ до $z=(0{,}8 \ldots 0{,}9)d$ концентрация взвешенных наносов и ее градиенты значительно меньше, чем в придонном слое.

Донными наносами называют совокупность частиц, как правило, наиболее крупных (крупный песок, гравий, галька), которые в процессе своего движения под воздействием потока воды не отрываются от дна или отрываются на очень короткое время.

В соответствии с этим донные наносы могут быть разделены на влекомые, которые перемещаются по дну *скольжением* и *качением,* и на полувзвешенные, которые перемещаются *скачками* (сальтируют), приподнимаясь над дном на расстояние одного порядка со своим размером. Обычно в речной гидравлике различают наносы рельефообразующие — это главным образом донные наносы, и транзитные, которые представлены в основном взвешенными наносами. Граница между взвешенными и донными наносами

условна, так как при возрастающей скорости наносы, перемещавшиеся качением или скольжением, при определенной скорости отрываются от дна и переходят в категорию взвешенных наносов и, наоборот, с уменьшением скорости часть взвешенных наносов выпадает на дно и продолжает движение как донные наносы.

В общем случае на частицу, находящуюся на дне и обтекаемую потоком воды, действуют лобовое давление, инерционные силы, силы трения о дно, вертикальные гидродинамические силы, силы градиента давления, развивающиеся при неустановившейся фильтрации через поверхность дна, сложенного наносами, и силы тяжести. Так как некоторые из этих сил малы, то в упрощенных схемах принимают обычно во внимание силу лобового давления P_{fr} (Н), подъемную силу P_{lif} (Н) и вес частицы в воде G_{par} (Н). Природа силы лобового давления связана с обтеканием частицы потоком и при значительных скоростях течения пропорциональна квадрату скорости. Подъемная сила направлена нормально к вектору скорости течения. Ее возникновение связано с обтеканием частицы потоком, обладающим большим градиентом скорости в пределах придонного слоя. В результате разницы скоростей на верхней и нижней гранях частиц давление сверху будет меньше, чем снизу; эта разница и определяет подъемную силу, которая, так же как и лобовое давление, пропорциональна квадрату скорости. Вес частицы наносов в воде определяется разницей в плотности частиц ρ_{par} и воды ρ_w (кг/м^3). Все эти силы зависят от формы частиц, которая может быть самой разнообразной. При выводе формулы устойчивости частицы принимается ее форма в виде правильных геометрических фигур. Если принять частицу в виде шара, то для свободно лежащей на дне частицы уравнение равновесия запишется так:

$$P_{fr}=(G_{par}-P_{lif})f, \tag{5.1}$$

где f — коэффициент трения.

Входящие в (5.1) силы могут быть выражены в зависимости от придонной скорости v_{bot} и крупности частиц d_{par}:

$$P_{fr}=k\rho_w\frac{\pi d_{par}^2}{4}\frac{v_{bot}^2}{2};$$

$$P_{lif}=b\rho_w\frac{\pi d_{par}^2}{4}\frac{v_{bot}^2}{2};$$

$$G_{par}=\pi g\frac{d_{par}^3}{6}(\rho_{par}-\rho_w). \tag{5.2}$$

Подставив (5.2) в (5.1), после преобразований получим

$$k\rho_w\frac{v_{bot}^2}{2}=\left[g\frac{d_{par}}{1{,}5}(\rho_{par}-\rho_w)-b\rho_w\frac{v_{bot}^2}{2}\right]f. \tag{5.3}$$

При малой придонной скорости частицы находятся в покое, затем с увеличением скорости частицы начинают вздрагивать, ко-

лебаться и, наконец, теряя устойчивость, перекатываются или скользят по дну. Скорость, при которой частица теряет устойчивость, называют начальной донной скоростью трогания $\bar{v}_{bel}$. Ее значение легко получить из (5.3), если приравнять левую часть нулю. Тогда

$$v_{bel} = k\sqrt{\rho' g d_{par}}, \qquad (5,4)$$

где k — коэффициент, зависящий от плотности и крупности частиц наносов и вязкости воды; $\rho' = (\rho_{par} - \rho_w)/\rho_w$ — относительный вес частиц наносов в воде: для речных наносов $\rho' \approx 1{,}65$ (при плотности воды $\rho_w = 1000$ кг/м^3 и плотности частиц $\rho_{par} = 2650$ кг/м^3).

Значение v_{bel} можно определить по кривой рис. 5.1. С дальнейшим увеличением скорости подъемная сила возрастает настолько, что частица отрывается от дна и переходит из придонного слоя в толщу потока.

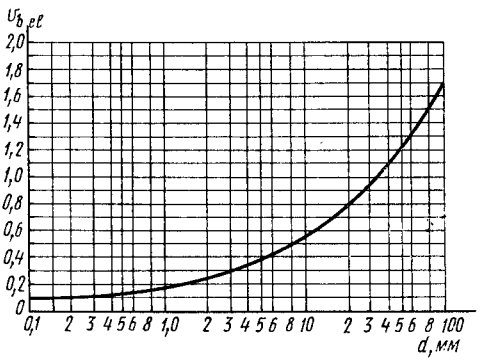


Рис. 5.1. График зависимости начальной скорости трогания частиц насосов от их диаметра

В настоящее время единой точки зрения о механизме отрыва частицы от дна не существует. Ряд авторов считают, что частица отрывается от дна под воздействием вертикальной составляющей пульсации скоростей турбулентного потока. С увеличением средней скорости наступает момент, когда подъемная сила настолько возрастает, что частица становится как бы невесомой и малейший вертикальный импульс отрывает ее от дна.

5.2. ВЗВЕШЕННЫЕ НАНОСЫ

Выше придонного слоя градиенты скорости течения резко падают, подъемная сила уменьшается и частица наносов, попадая в эту зону, находится под воздействием двух факторов: вертикальной составляющей пульсации скорости v'_z и скорости осаждения частицы в спокойной воде ω, которую называют гидравлической крупностью. Для всех гидродинамических режимов осаждения частиц — ламинарного, турбулентного и переходного — гидравлическую крупность ω (м/с) можно вычислить по формуле *

$$\omega = \frac{\nu}{d_e}\left[-K_1 + \sqrt{K_1^2 + l\frac{d_e^3 g}{\nu}\rho'}\right], \qquad (5.5)$$

* Существуют и другие формулы для определения гидравлической крупности.

где $$d_e = \sqrt[3]{\frac{1{,}91 G_{par}}{g \varrho_{par}}}, \qquad (5.6)$$

d_e — эквивалентный диаметр частиц, м; K_1, l — безразмерные постоянные; для сферических частиц $K_1 = 27{,}27$; $l = 3{,}03$; ν — кинематическая вязкость, м²/с, зависящая от температуры воды:

t, °С	5	10	15	20
ν, м²/с	0,015	0,0131	0,0114	0,0101

При условии $v_z' > \omega$ частица будет подниматься вверх; при $v'_z < \omega$ частица будет опускаться. Каждая частица крупностью ω_i может подняться до уровня, где $v'_z = \omega_i$.

Степень насыщения толщи воды частицами наносов определяется в гидрологии мутностью воды (кг/м³), т. е. содержанием наносов в единице объема смеси воды с наносами. В гидромеханике чаще используют термин «концентрация» наносов.

Так как поток в естественных условиях характеризуется изменением средней скорости по длине потока (поток неравномерный), то частица, двигаясь вниз по течению, будет то подниматься, то опускаться, перемещаясь по волнообразной линии. Это объясняется тем, что вместе со средней скоростью также уменьшается и пульсация скорости и частица крупностью $\omega_i = \text{const}$ опустится вниз; при значительном уменьшении скорости частица может осесть на дно — мутность понижается. С возрастанием скорости частицы отрываются от дна, переходят в толщу потока, дно размывается, мутность увеличивается. Мутность меняется не только по длине реки, но и по ширине. По вертикали мутность также меняется с глубиной, но в установившемся течении распределение мутности по вертикали в заданных условиях остается постоянным и может быть выражено уравнением, которое записывается обычно для равномерного потока исходя из диффузионной теории взвешивания наносов, впервые предложенной проф. В. М. Маккавеевым в 1931 г. При этом горизонтальными составляющими скорости поперек потока пренебрегают, рассматривая только горизонтальную составляющую вдоль потока v_x и вертикальную v_z; частицы наносов принимаются настолько малыми, что их пульсации можно отождествлять с пульсациями воды, т. е. пренебрегать силами инерции и считать, что наносы не влияют на скоростную структуру двухфазного дисперсоида; наконец, принимается, что пульсационные смещения твердых частиц и частиц воды пренебрежимо малы по сравнению с глубиной реки. Эти допущения вызывают определенные расхождения между результатами расчета и опытными данными и тем бо́льшие, чем крупнее насосы и выше их концентрация.

Формулы, полученные на основании диффузионной теории, описывают распределение концентрации только в основной толще потока. На придонный слой, в пределах которого расход взвешенных

частиц составляет 93...98% от общего, эти формулы не распространяются.

В последние годы в работах отечественных ученых для описания распределения концентрации взвешенных наносов по всей толще воды, включая придонную зону, предложена *двухслойная модель* (рис. 5.2). До глубины $z=0{,}8d$ используют зависимости, основанные на диффузионной теории. Особенности распределения концентрации в придонном слое толщиной $\sim 0{,}2d$ учитываются введением второго члена, т. е. распределение концентрации по глубине записать в виде

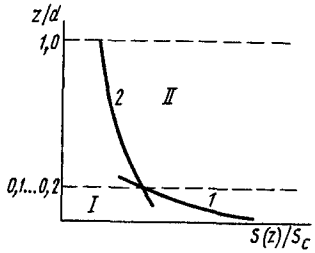


Рис. 5.2. Двухслойная модель взвесенесущего потока: *I* — придонный слой; *II* — основная толща воды

$$S(z)=S_{\mathrm{I}}(z)+S_{\mathrm{II}}(z), \qquad (5.7)$$

где $S_{\mathrm{I}}(z)$ — функция распределения концентрации в придонном слое (кривая *1* на рис. 5.2); $S_{\mathrm{II}}(z)$ — функция распределения концентрации в основной толще потока (кривая *2* на рис. 5.2).

Выражение $S_{\mathrm{I}}(z)$ получено эмпирическим путем. В дальнейшем на основании анализа опытных данных удалось для всей толщи потока от поверхности до верхней границы тонкого турбулентного пограничного слоя получить обобщенное выражение

$$\frac{S_z}{S_c}=\exp\left\{-\omega\int_c^z\left[\frac{v_*^2z^2(1-z/d)}{2{,}8v_*z+15{,}7\nu}\,\mathrm{th}\left(\frac{\omega}{v_*}\cdot\frac{z}{d}\right)+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{\rho_w}{0{,}083(\rho_{par}-\rho_w)}\left(\frac{\omega\nu^2}{g}\right)^{1/3}(v_{bot}-\omega)^{2/3}\cdot\exp\left(\frac{-z}{0{,}083}\right)\right]^{-1}dz\right\}, \qquad (5.8)$$

где S_c — концентрация наносов на уровне $z=c$; $v_*=\sqrt{\frac{\tau_o}{\rho_w}}=$ $=\frac{\varkappa(v-\bar{u})}{\ln(d/z)}$ — динамическая скорость трения при логарифмическом законе распределения скоростей по вертикали; v — средняя скорость потока; $\bar{u}$ — местная осредненная скорость в точке на высоте от дна $(d-z)$; τ_o — касательные напряжения на дне, вызванные потоком вязкой жидкости.

Зная распределение мутности $S(z)$ и скорости $v(z)$ по глубине на всех вертикалях заданного створа, можно вычислить *расход взвешенных наносов* R_{all} (кг/с), т. е. количество наносов, переносимое рекой через поперечное сечение в единицу времени. Элементарные расходы на отдельных вертикалях вычисляют по формуле

$$r_{all}=\int_0^d S(z)\,v(z)\,dz. \qquad (5.9)$$

Чтобы получить полный расход наносов R_{all}, надо построить эпюру r_{all} и определить ее площадь (см. ниже).

С расходом наносов связано понятие *транспортирующей способности потока* — способности потока переносить определенное количество наносов данного зернового состава без односторонних деформаций дна. Следовательно, транспортирующая способность потока равна максимальному расходу наносов, при котором осаждение и взвешивание наносов уравновешиваются, т. е. средняя мутность потока остается постоянной.

Существуют эмпирические формулы, которые применяют для определения предельной мутности для всего живого сечения реки или соответствующего ей предельного (незаиляющего) расхода наносов, например формула Е. А. Замарина для S_{mid} (кг/м^3)

$$S_{mid}=a_1\left(v^3\omega_{mid}^{-b_1}RI\right)^{1/2}, \tag{5.10}$$

где a_1 и b_1 — коэффициенты, равные $a_1=0{,}022$ и $b_1=3$ для средней гидравлической крупности $(2\ldots8)\,10^{-3}$ м/с и $a_1=11$ и $b_1=1$ для средней гидравлической крупности $(0{,}4\ldots2)\,10^{-3}$ м/с; в первом случае это ил и мелкий песок ($d_{par}=0{,}015\ldots0{,}15$ мм), во втором — более мелкие частицы ($d_{par}=0{,}030\ldots0{,}075$ мм), $\omega_{mid}=\Sigma\omega_i p_i/100$ — средняя гидравлическая крупность; ω_i — средние гидравлические крупности отдельных фракций; p_i — их процентное содержание в смеси; R — гидравлический радиус; I — уклон поверхности потока.

При проведении гидрометрических наблюдений расход твердых наносов увязывают с расходом воды Q, т. е. строят зависимость $R_{all}=f(Q)$, что позволяет в дальнейшем по данным измерений Q определять значение R_{all}. Таким образом можно найти средний суточный R_{md}, затем средний месячный R_{mm} и средний годовой R_{mj} расходы наносов.

Сток наносов за год W_{all} (кг)

$$W_{all}=315{,}36\cdot10^5R_{mj}. \tag{5.11}$$

Сток наносов определенной обеспеченности вычисляют по эмпирической кривой обеспечениости годового стока наносов, как для стока воды. *Норму стока наносов* определяют как среднее значение из всего ряда наблюдений (при длине ряда не менее 20 лет). При коротком периоде наблюдений норму стока наносов вычисляют по приближенной формуле

$$R_0=Q_0R_m/Q_m, \tag{5.12}$$

где R_0 и Q_0 — нормы стока наносов и воды; R_m и Q_m — средние значения расходов наносов и воды за период наблюдения.

По среднегодовому расходу наносов можно вычислить *модуль годового стока наносов* M_{all} — количество наносов (в единицах

массы), поступающее с единицы площади водосбора в единицу времени [кг/(км²·с)]:

$$M_{all}=\frac{R_m}{F}=\frac{\rho_{mj}Q_{mj}}{F}=\rho_{mj}M, \qquad (5.13)$$

где ρ_{mj} — средняя годовая мутность, кг/м³; Q_{mj} — среднегодовой расход воды, м³/с; F — площадь водосбора, м²; M — модуль стока воды, м³/(км²·с).

При отсутствии гидрометрических данных для вычисления стока наносов можно воспользоваться Картой мутности рек СССР или Картой модуля стока взвешенных наносов СССР.

Средняя мутность рек колеблется в широких пределах от 0,01 до 10 кг/м³ и более. В среднеевропейской части СССР средняя мутность рек составляет 0,1...0,25 кг/м³. В реках предгорных районов средняя мутность резко повышается: так, на р. Кашан (Туркменская ССР) среднегодовая мутность составляет 97 кг/м³.

Модуль стока наносов на территории СССР колеблется в пределах $M_{all}\simeq(5...2500)\ 10^{-3}$ кг/(км²·год). Наибольшие модули стока наблюдаются в горных районах Кавказа и Средней Азии.

5.3. ДОННЫЕ НАНОСЫ

При относительно крупных наносах со скоростью выше начальной скорости трогания частиц начинается массовое перемещение наносов по дну и сразу же формируются так называемые *микроформы* — грядовые образования несимметричного профиля. В различных условиях образования микроформы могут быть с криволинейными короткими или прямыми длинными гребнями. В первом случае эти образования получили название *рифелей,* которые в плане имеют чешуйчатый вид, во втором случае — *плоских гряд.*

Многие авторы высказывают предположение, что образование рифелей связано с турбулентностью струйного течения, образование же гряд обусловлено воздействием на дно среднего потока, характеризующегося сплошностью течения (отсутствием отдельных струй). При малых расходах турбулентность потока невелика, поперечное перемешивание достаточно слабое и может возникнуть струйная структура потока, что обусловливает образование рифелей. Если же при малых расходах, а следовательно, при малых скоростях и уровнях поток идет одной струей, то



Рис. 5.3. Микроструктуры на дне моря

микроформы будут генерироваться в виде плоских гряд. Наблюдать микроформы в естественных условиях в реках достаточно сложно, но очень хорошо видны рифели в море при слабом трехмерном волнении и длинные плоские гряды при отливном течении (рис. 5.3), когда при спокойном рельефе скорости поперек течения практически не меняются.

В зависимости от крупности частиц образование рифелей начинается при различных значениях придонной скорости. Так, на поверхности дна, сложенного песком с крупностью 0,1 ... 0,3 мм, образование рифелей начинается при скорости в придонном слое $\sim 0{,}20$ м/с. Высота рифелей обычно составляет $\Delta = 0{,}02 \ldots 0{,}05$ м, а расстояние между гребнями $l_{rid} = 0{,}2 \ldots 0{,}3$ м.

Генерацию первичных микроформ для условий поступательного потока большинство исследователей связывают с образованием вихревой зоны за случайными неровностями дна. При донной скорости больше начальной скорости трогания высота таких критических неровностей должна быть порядка крупности частиц, что всегда можно ожидать при песчаном дне. Под воздействием образовавшегося за препятствием вихря (рис. 5.4, *а*) с восходящей задней ветвью частицы сдвигаются в сторону препятствия, наращивая его по высоте. Это в свою очередь вызывает увеличение размеров вихря и скорости потока над гребнем препятствия, что приводит в итоге к взвешиванию частиц с гребня. Часть из них переносится потоком ниже по течению, где образуется возвышение дна, обусловливающее генерацию нового гребня, взвешивание частиц и т. д. Происходит развитие системы рифелей (рис. 5.4, *б*). Под действием придонного течения частицы на наветренной стороне рифеля движутся к гребню и затем скатываются с гребня в подвалье. Некоторые частицы, взвешенные с гребня вихрем, падают на его подветренную сторону, наращивая ее. Таким образом, наветренная сторона рифеля размывается, частицы с наветренной стороны передаются на подветренную и рифели медленно смещаются вниз по течению со скоростью на три порядка меньше скорости течения.

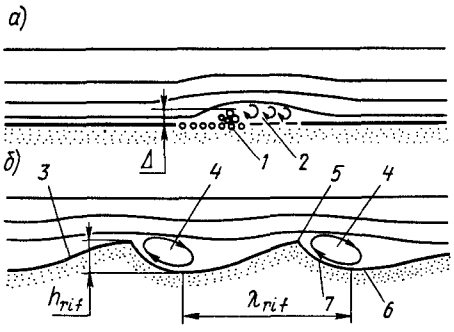


Рис. 5.4. Схема происхождения рифелей: *а* — образование первоначального вихря; *б* — формирование рифелей; *1* — первоначальная неровность на дне; *2* — первоначальный вихрь; *3* — верховой (наветренный) откос; *4* — вихревая зона; *5* — гребень; *6* — подвалье; *7* — низовой (подветренный) откос

С увеличением скорости размеры рифелей растут, увеличиваются вихревая зона и скорость на восходящей ветви вихря, возрастает общая турбулизация потока, что приводит к массовому взвешиванию частиц и либо к стиранию рифелей и последующему

формированию плоских гряд, либо к перестраиванию рифелей непосредственно в гряды. В первом случае между фазой рифелей и фазой гряд может быть гладкая фаза, при которой наблюдается массовое перемещение слоя наносов. Развитие гряд происходит путем увеличения их высоты и расстояния между гребнями — формируются так называемые *мезоформы*. При этом различают: *плоские гряды,* которые появляются в виде микроформ с началом перемещения частиц и развиваются с увеличением расхода воды, скорости течения и глубины потока до размеров, соответствующих морфометрическим характеристикам русла, иногда занимая всю ширину русла; так как гребень плоской гряды в ее центральной части повышен, то при падении уровня образуется *осередок*; перекошенные гряды,* которые образуются при более интенсивном перемещении наносов, чем в случае плоских гряд; эти гряды могут занимать всю ширину русла или часть его, имеют неодинаковую высоту гребня по длине, обычно наибольшую у берега; при падении уровня образуются так называемые *побочни***, расположенные в шахматном порядке — то у одного берега, то у другого — крутые гряды, которые образуются при больших скоростях течения и большом расходе наносов. Длина гребня этих гряд меньше ширины русла. Обычно в русле располагается несколько таких гряд и при понижении уровня появляется целая группа побочней. Самые крупные гряды создаются при максимальных расходах и достигают на крупных реках значительных размеров: высота их может составлять $(0{,}4 \ldots 0{,}5)d$, расстояние между гребнями — нескольких километров и длина гребня — порядка ширины потока. Размеры гряд определяются морфометрическими характеристиками русла. Крупные гряды перемещаются (сползают вниз по течению) при максимальном многолетнем расходе. При уменьшении расхода и скорости течения созданные раньше гряды останавливаются, и на их поверхности формируются меньшие гряды второго, третьего и т. д. порядка, при перемещении которых срабатывается гребень первоначальной гряды и засыпается ее подвалье. Если после образования предельно крупных гряд при определенных морфометрических характеристиках русла расход воды и скорость течение возрастает, гряды стираются и наступает *гладкая фаза* перемещения наносов.

При бурном потоке после гладкой фазы формируются крупные волнообразные (симметричные) структуры, которые находятся в фазе с волной на поверхности воды. Частицы, расположенные на «подветренном» склоне вышележащей гряды, переносятся течени-

---

* *Осередок* — отделенные от берегов скопления наносов в русле реки в виде невысоких, обычно без растительности, затопленных или частично осушенных подвижных островов или отмелей, преимущественно продолговатой, вытянутой по течению формы.

** *Побочень* — прибереговая часть крупной перекошенной в плане гряды, обсыхающая в межень.

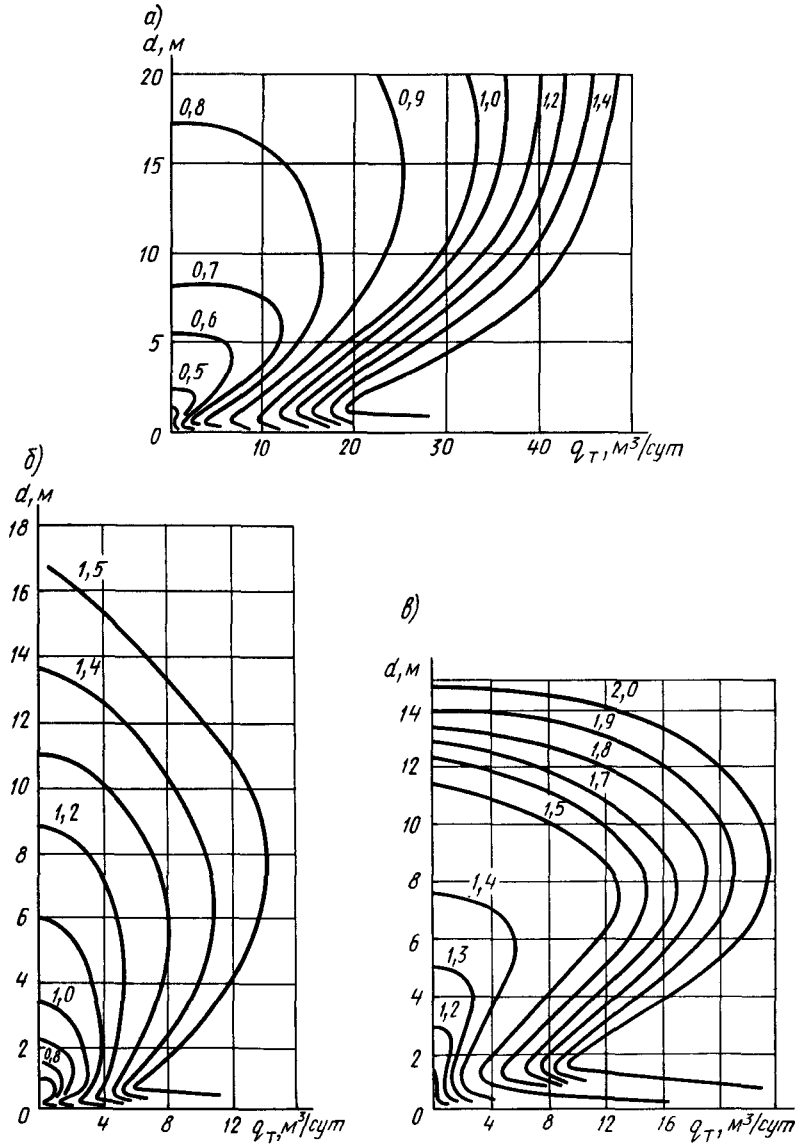


Рис. 5.5. Номограммы для определения расхода донных наносов при разных значениях глубины, скорости потока и диаметра частиц:
а — для d_{par}=0,2 мм; *б* — для d_{par}=3,0 мм; *в* — для d_{par}=5,0 мм; цифры у кривых — значения скорости, м

ем на «наветренную» сторону нижележащей, и структура смещается вверх по течению. Такие образования получили название *антидюн.*

При рассмотрении грядовой формы движения донных наносов определяют элементы гряд, в том числе крутизну и скорость перемещения и расход наносов, для чего предложено различными авторами большое число формул. Не приводя здесь этих формул, укажем, что для определения расхода наносов при грядовой фазе и при гладкой (второй) фазе движения наносов в [3] рекомендуются зависимости, полученные на основании уравнения транспорта наносов, предложенного И. В. Егиазаровым. При этом отмечается, что расход наносов в грядовой фазе пропорционален скорости течения в кубе, в гладкой фазе — скорости течения в четвертой степени. Грядовая фаза переходит в гладкую, если

$$\bar{u}/(\omega\sqrt{d_{50}/d}) \geq 1, \qquad (5.14)$$

где $\bar{u}$ — средняя скорость на вертикали; d_{50} — медианная крупность (при обеспеченности $p=50\%$ по кривой зернового состава).

Для практических расчетов расхода донных наносов можно рекомендовать номограммы Н. С. Знаменской (рис. 5.5).

5.4. РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ

Совокупность процессов, обусловливающих взаимодействие между водным потоком и руслом, называют *русловым процессом.* Воздействию потока на русло противостоит обратное воздействие русла на поток. В каждый момент времени скоростное поле потока определяется формой русла. В условиях размываемого русла, там, где скорости больше размывающих, происходит углубление русла и скорости падают, а там, где скорости меньше размывающих, происходит отложение наносов, т. е. обмеление русла, и возрастание скорости. Таким образом, поток деформирует русло, которое изменяет скоростную структуру потока. Русловый процесс в естественных условиях зависит от расхода воды и его изменения во времени, расхода наносов и их крупности, а также определяется рельефом местности, структурой коры выветривания, расположением геологических пластов, характером и мощностью растительности. Естественный русловый процесс может изменяться под воздействием хозяйственной деятельности: строительства русловыправительных сооружений, мостов, при возведении плотин и т. п. Гидротехническое строительство приводит к изменению, как правило, стеснению живого сечения реки, изменению водности на отдельных участках реки, перераспределению внутригодового стока — снижению расходов в половодье и увеличению расходов в межень, изменению шероховатости берегов при их укреплении или строительстве продольных или поперечных русловыправительных сооружений. Предусмотреть при этих изменениях возможное поведение потока возможно только в случае достаточной изученности

русловых процессов. Строительство гидротехнических сооружений без учета направленности руслового процесса может привести к нежелательным последствиям. Например, река может отойти от водозабора или водозабор, а иногда даже целый порт могут быть засыпаны большими массами наносов; разработать новое русло и оставить старое, уйти в другой рукав и т. п. В связи с этим начиная с конца XIX — начала XX в. ученые разных стран усиленно занимались этой проблемой. В 50-е годы в Государственном гидрологическом институте под руководством проф. Н. Е. Кондратьева была разработана *гидроморфологическая теория* русловых процессов, которая основывалась на определенных позициях, главнейшими из которых были: все деформации русла делятся на обратимые и необратимые; определяющими независимыми факторами являются расходы воды и наносов, а также условия, ограничивающие свободное развитие русловых процессов; структура руслового процесса и морфология русла являются дискретными; выделяются несколько уровней, на которых могут рассматриваться транспорт наносов и русловый процесс: движение отдельных частиц, микроформы, мезоформы, макроформы и морфологически однородные участки.

К необратимым (или многолетним) деформациям русла относятся его переформирования, когда река приспосабливается к коренным изменениям в процессе своего векового развития и в результате хозяйственной деятельности человека; разработка продольного профиля реки вогнутой формы, что обеспечивает транзит наносов; эрозия коренных берегов; смещение русла в плане или параллельное или в виде меандрирования (см. ниже); образование рукавов на пойме.

К обратимым (или сезонным) деформациям относятся намывы и размывы перекатов, наблюдающиеся при чередовании меженей и половодий, при этом изменяются высотные отметки, иногда в достаточно широких пределах — до 3...4 м и более; смещение вниз по течению плоских гряд, побочней и осередков.

Если многолетние деформации русла происходят очень медленно по сравнению с сезонными колебаниями, то ими в первом приближении можно пренебречь и в этом случае считается, что русло находится в динамическом равновесии.

Три типа русловых процессов связаны с образованием и смещением мезоформ: ленточно-грядовой, побочневый и осередковый. Так как эти образования являются формой движения донных наносов, то последние непосредственно участвуют в их формировании. Разделению реки на рукава всегда предшествует образование в русле осередков, и, следовательно, в явлении многорукавности русла также принимает участие транспорт наносов. Ряд исследователей связывает с транспортом наносов и меандрирование реки. Причины меандрирования рек до конца еще не выяснены, но участие транспорта наносов в этом процессе несомненно.

Тип руслового процесса зависит от расхода воды. При этом меняются гидравлические характеристики потока: скорость течения, глубина, уклон свободной поверхности, что вызывает смену русловых форм; структура потока: по ширине наблюдаются струи разного масштаба, меняется турбулентность потока — все это приводит к формированию различных русловых форм не только по длине, но и по ширине реки; развивается меандрирование или промываются рукава — река меняет свои очертания в плане.

Ограничивающими условиями развития руслового процесса могут быть коренные берега долины, что препятствует смещению реки в плане; наличие скального массива, который река вынуждена огибать; выход скальных грунтов на поверхность ограничивает углубление русла. К ограничивающим условиям Н. С. Знаменская предлагает отнести изменчивость гидравлического режима, в частности наличие отдельных струй в потоке, что препятствует развитию русловых форм по ширине потока. Уменьшение расхода воды приводят к замедлению смещения мезоформ, к их остановке, обсыханию, размыву подводной части, т. е. прекращению их активного движения. Изменчивость расхода приводит к дискретности, т. е. перерывам в развитии руслового процесса. К ограничивающим условиям следует отнести также криволинейность в плане долины и связанную с этим вынужденную криволинейность русла; в развивающихся при этом плесовых лощинах во время половодья могут генерироваться винтообразные сильные течения, которые взвешивают наносы с низовых частей мезоформ, лежащих выше плеса. Эти мезоформы останавливаются, наносы проходят во взвешенном состоянии плес и ниже его оседают на дно, формируя новые русловые мезоформы.

Несмотря на большое разнообразие в естественных условиях русловых процессов, что зависит от сочетания морфометрических и гидрологических характеристик русла и потока, оказалось возможным свести это многообразие к определенной типизации русловых процессов. Результаты наблюдений в лотковых и естественных условиях позволили установить, что некоторые типы русловых процессов зарождаются и развиваются независимо друг от друга. Эти процессы названы активными. Другие процессы являются дальнейшим развитием активных процессов и названы автором пассивными (рис. 5.6). К активным русловым процессам относятся грядовые русловые формы, которые с увеличением транспортирующей способности потока располагаются в определенной последовательности: осередковый, побочневый, ленточно-грядовой (при смыве гряд) и реки с блуждающим руслом. В последнем случае после гладкой фазы и фазы антидюн река занимает новое положение и в ее русле снова начинают развиваться русловые процессы в указанной последовательности. Развитие осередкового процесса приводит к формированию многорукавности (рис. 5.6, поз. *5, 9*). При развитии побочневого процесса формируется либо непосредственно многорукавность (*7, 5, 9*), либо меандрирование и последую-

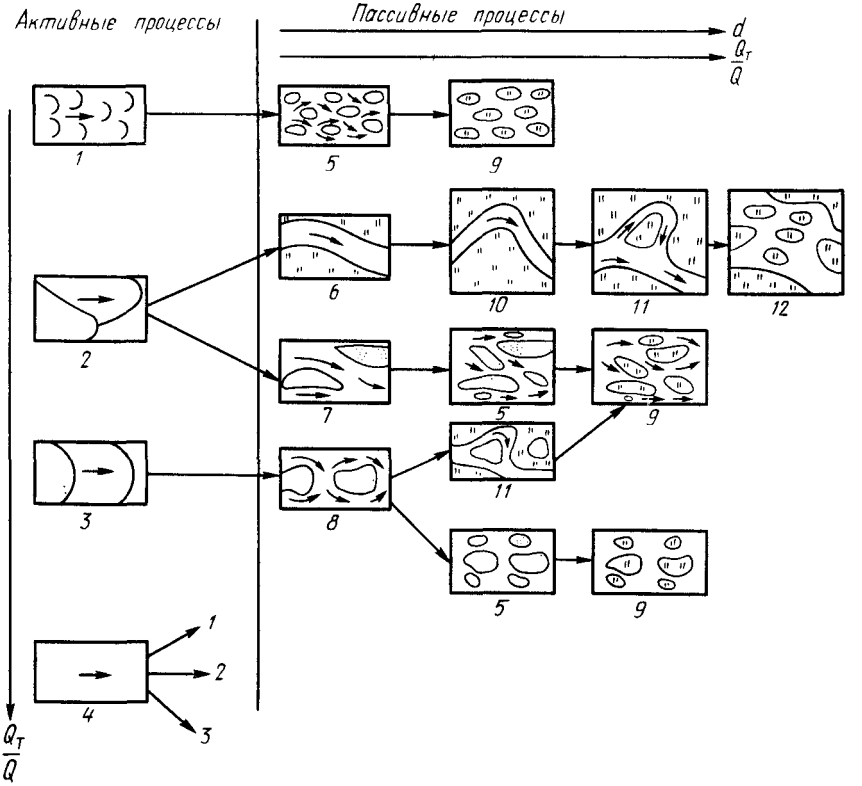


Рис. 5.6. Типизация руслового процесса с учетом основных действующих факторов и условий перехода одних типов руслового процесса в другой:
1 — осередковый тип; *2* — побочневый; *3* — ленточно-грядовой; *4* — блуждающая река; *5* — русловая многорукавность; *6* — ограниченное меандрирование; *7* — отторжение побочней (как переход к меандрированию); *8* — бифуркация; *9* — пойменная многорукавность, возникшая из русловой; *10* — свободное меандрирование; *11* — незавершенное меандрирование; *12* — пойменная многорукавность

щая многорукавность (*6, 10, 11, 12*). Ленточно-грядовой процесс переходит в двурукавность (бифуркацию *8*) с дальнейшим переходом к меандрированию (*11*) и многорукавности (*9*) или непосредственно к многорукавности.

Меандром (или излучиной) реки называют изгиб русла реки. Различают вынужденный изгиб русла реки, обтекающий какое-либо препятствие, и свободный изгиб, или меандрирующую излучину.

Меандрирование реки, т. е. смещение излучины реки в плане, является наиболее распространенным русловым процессом для малых и средних рек, имеющих пойму. Различают ограниченное, свободное и незавершенное меандрирование. Ограниченное меандрирование наблюдается при узкой пойме, когда смещение реки

ограничено бортами долины. Река имеет синусоидальную форму, достаточно стабильную во времени, смещающуюся параллельно самой себе (рис. 5.7, *а*). Свободное меандрирование развивается на реках с широкой поймой, излучины развиваются от слабоизогнутых до петлеобразных (рис. 5.7, *б*). Развитие излучины заканчивается промывом перешейка, отчленением изгиба реки и образованием старицы. При незавершенном меандрировании промыв перешейка происходит раньше образования петли, эта протока превращается в главное русло, старое русло отмирает (рис. 5.7, *в*). Элементы излучины: шаг излучины λ — расстояние между точками перегибов русла (шаг излучины); относительный шаг излучины λ/B, где B — ширина реки; скорость сползания излучины $C_m = \Delta\lambda/T$, где T — время наблюдения; α_{ent} — угол входа и α_{ex} — угол выхода (рис. 5.7, *б*), угол разворота $\alpha = \alpha_{ent} + \alpha_{ex}$, угол сопряжения излучины $\beta = \alpha_{ex} - \alpha_{ent}$; показатель выраженности излучины — отношение длины реки между точками перегиба S_{riv} к шагу излучины λ; показатель незавершенности процесса меандрирования — отношение длины спрямленного рукава S_{arm} к длине главного русла S_{riv}.

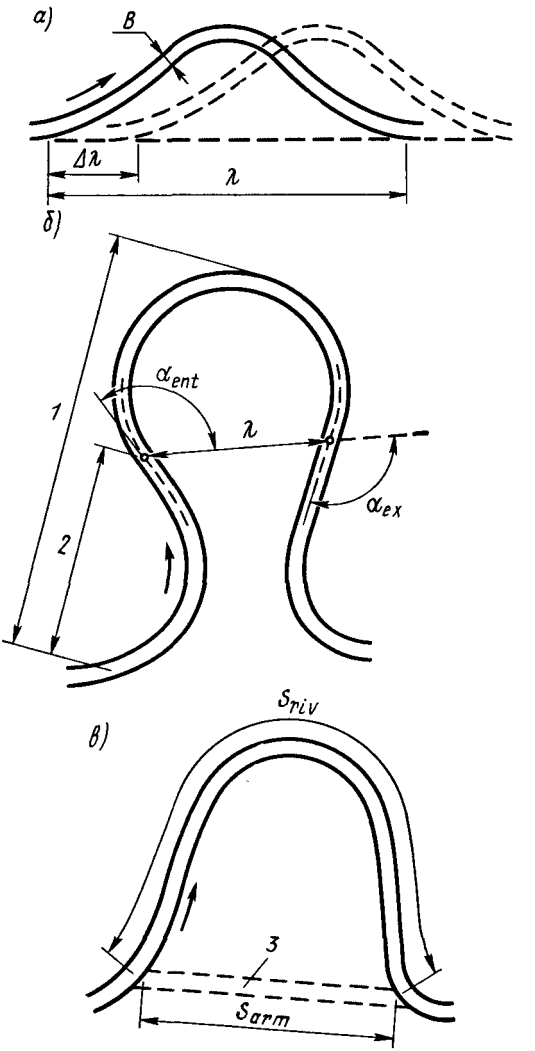


Рис. 5.7. Типы меандрирования:
а — ограниченное; *б* — свободное; *в* — незавершенное; *1* — извилина; *2* — излучина; *3* — протока

Наряду с руслоформирующими факторами, которые позволяют оценить явления с качественной стороны, рассматриваются руслоформирующие условия, к которым относятся расход воды Q, ширина потока B, средняя крупность наносов d_m и уклон реки I. В частности, для

грядовых типов русловых процессов принимается $Q=Q_{max}$ в многолетнем разрезе, B—ширина русла в бровках, d_m — в русле, I— в пределах русла. Соотношения между морфометрическими параметрами русла и гидравлическими характеристиками потока, которые определяют тип русловых процессов, давались различными авторами [3]. Обобщенная зависимость предложена в виде

$$\frac{2gIB}{v^2}=f\left[d/(d_m z)\right], \qquad (5.15)$$

где z — параметр, характеризующий тип руслового процесса.

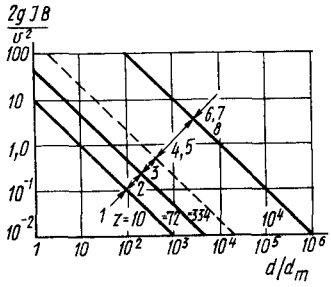


Рис. 5.8. Критериальная зависимость перехода одних типов русловых процессов в другой:

1 — ленточные гряды; *2* — побочни; *3* — осередки; *4* — ограниченное меандрирование; *5* — русловая многорукавность; *6* — свободное меандрирование; *7* — незавершенное меандрирование; *8* — пойменная многорукавность

В результате обработки экспериментальных данных многих авторов предложены графики зависимости (5.15) и ее аналитическое выражение (рис. 5.8)

$$\frac{2gIB}{v^2}=z\left(\frac{d}{d_m}\right)^{-1}. \qquad (5.16)$$

На рис. 5.8 указаны типы русловых процессов и числовые значения параметра z.

В реальных потоках связь между мутностью и скоростью течения неоднозначна. Это объясняется тем, что вследствие существенной неоднородности зернового состава наносов в условиях размыва дна происходят вымывание мелких фракций, образование самоотмостки и ухудшение условий питания потока наносами; при отложении наносов, наоборот, дно покрывается в основном мелкими фракциями, легко поддающимися взвешиванию. Как следствие, при размыве реальных русл транспортирующая способность потока оказывается меньшей, чем в условиях отложения наносов. Это положение заложено в основу методики расчета русловых деформаций, происходящих под влиянием изменения режима течений.

5.5. ПЕРЕФОРМИРОВАНИЕ БЕРЕГОВ ВОДОХРАНИЛИЩ

Наносы в водохранилище поступают не только со склоновым и русловым стоком, но и в результате переформирования берегов водохранилища, т. е. в процессе образования нового берега. При этом происходит разрушение одних участков берега и продукты разрушения в зависимости от их крупности и массы откладываются в виде аккумулятивных форм на других участках берега или выносятся в глубоководную часть водохранилища. Основную роль в переформировании берегов водохранилища играют гидрологические факторы: волнение, течения, колебания уровня, как режим-

ные, так и сгонно-нагонные, лед, температура и физико-химические свойства воды. Переформированию берегов способствуют геологические процессы: выветривание, оползневые явления, карст, овражная и склоновая эрозия. Замедляют или ускоряют процесс переформирования берегов состав и прочность горных пород, направление залегания пластов, рельеф новых берегов водохранилищ, характер и мощность растительности на берегах, размеры водохранилищ и др. Переформирование берегов происходит в два этапа: становление новых берегов и их стабилизация. В первый период наблюдается интенсивное разрушение берегов, формирование аккумулятивных форм и замедление переформирования берегов. Наиболее интенсивно берега водохранилищ разрушаются в первые годы после затопления водохранилищ. Скорость отступления берегов составляет десятки и сотни метров в год. Так, на Братском водохранилище берег с 1962 по 1967 г. отступил на 759 м; на Каховском водохранилище к концу четвертого года наполнения общая ширина зоны переработки берега составила 90...100 м; на водохранилище Днепрогэс за 13 лет ширина зоны переработки составила 140...180 м.

Переработка берегов в значительной мере процесс дискретный: наиболее активное разрушение берегов происходит во время штормов; это говорит о том, что волнение является основной причиной абразии берегов водохранилищ. Перемещение и переотложение продуктов происходит под воздействием волнения и вдольбереговых, генерируемых волнением течений. В результате на водохранилищах формируются абразионные и аккумулятивные берега (рис. 5.9). Первые обычно представляют собой обрывистые образования с узкими пляжами в бухточках между мысами и быстрым нарастанием глубин, вторые — пологие берега с широкими песчаными пляжами и медленно нарастающими глубинами. На водохранилищах эти формы берегов весьма динамичны и изменчивы, так как процесс их формирования происходит при частом изменении уровня, иногда весьма значительном: на некоторых равнинных водохранилищах уровень при сработке меняется до 7...8 м и более. Такой уровенный режим усиливает абразию берегов, их протяженность, которая на некоторых водохранилищах достигает 50...70% и более от общей длины. Так, длина абразионных участков на Цимлянском водохранилище составляет 70%, на Каховском — 85%, на Братском — 41% (2473 км).

Наибольшей переработке подвергаются берега в нижней части водохранилищ, где площадь зеркала и глубина наибольшие, и поэтому здесь развиваются наиболее крупные волны. В этой зоне, как правило, наносы выносятся на глубину, формирование пляжей — достаточно редкое явление. В средней зоне при сработке значительно уменьшается интенсивность абразии и в целом в средней зоне стабилизация берегов наступает раньше, чем в нижней. В верхней зоне волновая абразия практически отсутствует, так как волны имеют малые параметры. Значительную роль в абразии

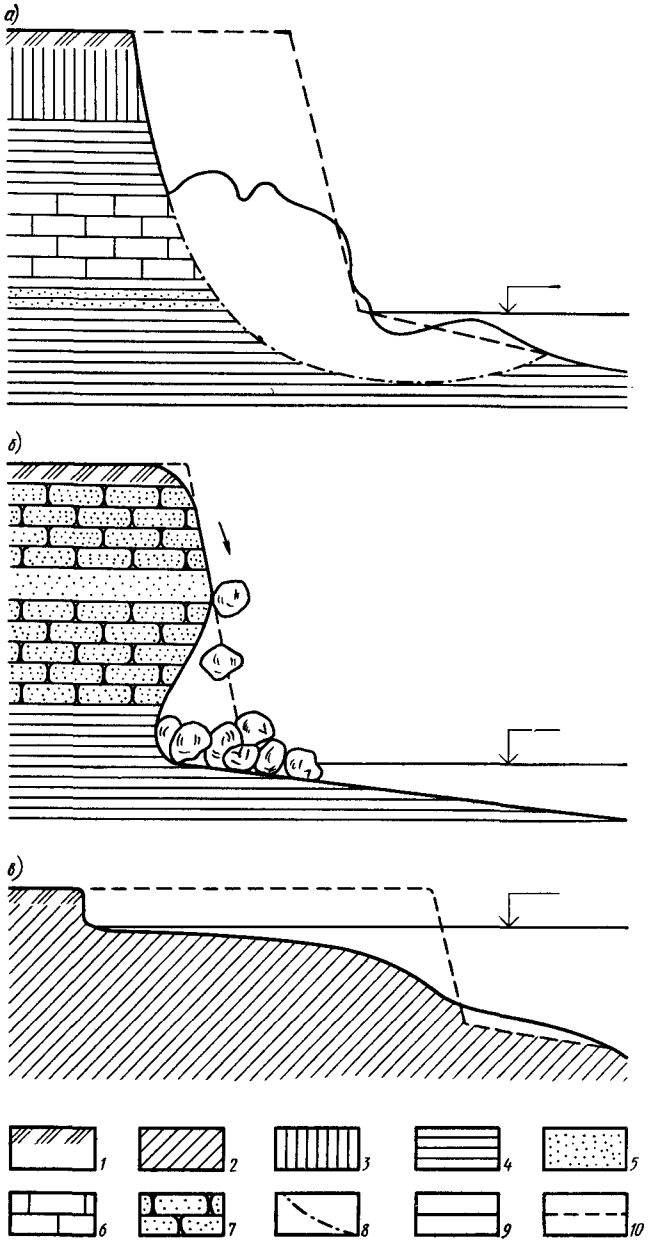


Рис. 5.9. Характер переработки береговых склонов:

а — оползневый берег; *б* — обвально-осыпной берег, сложенный песчаниками; *в* — обвально-осыпной берег, сложенный суглинками; *1* — растительный слой; *2* — суглинок; *3* — суглинок лессовидный; *4* — глина; *5* — песок; *6* — известняк; *7* — песчаник; *8* — предполагаемая поверхность смещения; *9* — первоначальный профиль; *10* — профиль после переработки

берегов водохранилищ играет хозяйственная деятельность человека; в частности, резко усиливается размыв берегов при строительстве всевозможных гидротехнических сооружений, направленных нормально к линии берега и перерывающих вдольбереговой поток наносов.

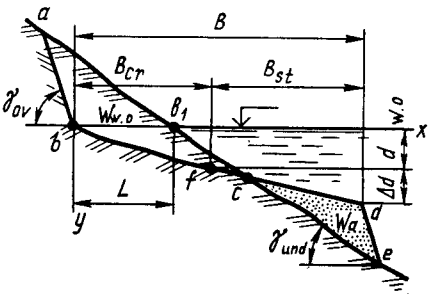


Рис. 5.10. Схема переформирования берега

Размыв берегов водохранилищ наносит огромный ущерб народному хозяйству, уничтожая сельскохозяйственные и лесные угодья, вынуждая переносить жилые поселки и промышленные предприятия, дороги. Поэтому при проектировании водохранилищ производится расчет ожидаемой ширины зоны переработки берегов. Предложено несколько методов расчета различными авторами. Приведем здесь конечные формулы для вычисления ширины зоны переработки берега (рис. 5.10), полученные Н. Е. Кондратьевым.

Устойчивый профиль берега складывается из криволинейной части bf шириной

$$B_{cr}=\frac{d_{wo}(i_0-i_{10})}{20i_0i_{10}}+\frac{d_{wo}}{i_0}; \tag{5.17}$$

прямолинейной части fd шириной

$$B_{st}=\Delta d_{wo}\left[\frac{2d_{wo}(i_0-i_{10})}{20i_0-i_{10}}+\frac{1}{i_{10}}\right] \tag{5.18}$$

и откосов в виде отрезков прямой ab и de, проведенных соответственно под углами к горизонту γ_{ov} и γ_{und}. Кривая bf строится по уравнению

$$x=\frac{i_0-i_{10}}{2i_0i_{10}}y^2+\frac{1}{i_0}y, \tag{5.19}$$

где Δd_{wo} — сработка; i_0 — уклон береговой линии в точке b_1 (на урезе); i_{10} — уклон отмели на расстоянии 10 м от уреза; уклоны i_0 и i_{10} зависят от крупности грунта (табл. 5.2).

Таблица 5.2. **Уклоны береговой отмели i_0 и i_{10} в зависимости от крупности частиц (по Н. Е. Кондратьеву)**

Грунт	i_0	i_{10}	Грунт	i_0	i_{10}
Песок:			Гравий:		
мелкий	0,03	0,0015	мелкий	0,19	0,03
средний	0,07	0,01	средний	0,21	0,05
крупный	0,14	0,02	крупный	0,25	0,08

Глубина размыва

$$d_{wo}=0{,}64h_i \operatorname{arsh}(8{,}1h_i), \qquad (5.20)$$

где h_i — расчетная высота волны, принимаемая 15%-ной обеспеченностью в системе.

Ось Ox совмещается с нормальным подпорным уровнем и направлена от берега; ось Oy направлена вниз; начало координат располагается в точке b на расстоянии L от положения прежнего уреза (см. ниже).

Отношение объема аккумуляции W_a к объему размыва W_{wo} определяют как отношение объема фракций после отмыва частиц мельче 0,05 мм к процентному содержанию всех фракций в общем объеме размыва, который принимается за 100%.

Перемещая построенный профиль $abfde$ параллельно самому себе, находят после ряда попыток отношение W_a/W_{wo}, равное указанному. Это положение нового профиля определяет величину L — ширину зоны размыва по урезу (b, b_1) и положение бровки откоса (точка a).

5.6. ЗАИЛЕНИЕ ВОДОХРАНИЛИЩ

После возведения плотины и образования водохранилища изменяются гидравлические характеристики потока: увеличиваются глубина, живое сечение, уменьшается скорость течения, снижается уровень турбулентности потока. В результате этих изменений происходит осаждение взвешенных наносов и прекращение движения влекомых наносов в пределах части водохранилища. Этот процесс носит название заиления водохранилища, в результате чего формируется так называемое тело заиления. При заилении водохранилища снижается его роль как регулятора стока, уменьшается объем водохранилища, уменьшаются судоходные глубины в верхней части водохранилища, увеличивается площадь затопления и подтопления в результате повышения уровня воды в водохранилище и изменения кривой подпора, который распространяется вверх по реке.

Источниками наносов, осаждающихся на дне водохранилища, являются сток наносов главной реки и притоков, расположенных в пределах водохранилища, поверхностный сток с прилегающей к водохранилищу территории, размыв берегов водохранилища волнениями и течениями, перенос частичек грунта ветром (эоловое заиление). Однако основным источником заиления оказывается в подавляющем большинстве случаев твердый сток реки, что только обычно и учитывается при рассмотрении процесса заиления водохранилищ. Остальные источники заиления рассматриваются в отдельных случаях при решении конкретных задач. Так, заиление водоема за счет разрушения берегов учитывается при высоких берегах, сложенных легкоразмываемыми породами, или при решении вопроса о заносимости акватории водозабора, рас-

положенного на берегу водохранилища; эоловое заиление имеет значение для небольших водоемов и прудов в засушливых районах, где часто наблюдаются пыльные бури.

Рассматривая поступление твердого стока в водохранилище и его распределение по площади, выделяют три части водохранилища: верхнюю, среднюю и нижнюю. В верхней части гидравлические характеристики потока изменяются еще незначительно и поэтому отложения наносов невелики. В средней части гидравлические характеристики потока сильно изменены в результате подпора, и здесь выпадает основная часть наносов. В нижнюю часть водохранилища поступают наиболее мелкие глинисто-илистые частицы, которые относительно равномерно покрывают дно этой части водохранилища. Границы между указанными частями водохранилища нестабильны и со временем смещаются в сторону плотины. В то же время за счет повышения кривой подпора место ее выклинивания смещается вверх по реке и отложение наносов начинается выше по течению реки, где в первое время после заполнения водохранилища наблюдался транзит наносов при бытовом режиме реки.

На реках с малыми уклонами место выклинивания кривой подпора при изменении режима работы гидроузла, или водозабора, меняется в широком диапазоне и наносы откладываются на участке большой протяженности, не создавая концентрированных отложений. На реках с большим уклоном, напротив, наносы откладываются в месте резкого изменения гидравлических характеристик потока в виде бара. Взвешенные наносы формируют бар, расположенный ближе к плотине, влекомые наносы останавливаются выше по течению и со временем, смещаясь вниз, перекрывают отложения взвешенных наносов.

По времени процесс заиления, по предложению ряда ученых, делится на три стадии: 1) режим заиления, при котором все наносы аккумулируются в водохранилище и влияние заиления на транзит наносов не наблюдается; в этой стадии объем заиления нарастает во времени линейно; 2) режим заиления, когда тело заиления влияет на транзит наносов; переход от первой стадии ко второй определяется снижением объема водохранилища до значения $W = 8{,}3\ w_{rb}$, где w_{rb} — объем устойчивого русла в пределах длины водохранилища (см. ниже); интенсивность заиления снижается во времени по экспоненциальному закону; 3) режим, когда поступающие в водохранилище наносы проходят транзитом и сбрасываются в нижний бьеф — заиление водохранилища прекратилось, в этом случае расход наносов выше места выклинивания кривой подпора равен расходу наносов в створе плотины.

При прогнозировании процесса заиления водохранилищ определяют общий срок заиления водохранилища, потери полезной емкости водохранилища, положение кривой подпора, характер хода заиления, границы зоны затопления в результате заиления и их изменение во времени, изменение судоходных глубин и др.

При расчете заиления используют показатели, связывающие параметры водоема с характеристиками стока воды и наносов.

Показатель условной продолжительности водообмена

$$T_{cd}=W/\overline{W}_{fl}, \tag{5.21}$$

где W — объем водохранилища при НПУ (NWL), м^3; $\overline{W}_{fl}$ — средний многолетний годовой сток воды в водохранилище, м^3/год.

Показатель условной заиляемости t_{cs} (годы) определяет продолжительность полного заиления водохранилища при условии отсутствия сброса наносов в нижний бьеф:

$$t_{cs}=(W-w_{rb})/\overline{W}_R, \tag{5.22}$$

где $\overline{W}_R$ — средний многолетний годовой сток наносов в водохранилище; w_{rb} — объем русла в пределах водохранилища от плотины до выклинивания кривой подпора, сформировавшегося в теле заиления на конец периода заиления ($w_{rb}=L_{wrb}$); L — длина этого русла с учетом извилистости, м; ω_{rb} — средняя площадь поперечного сечения русла, м^2.

Если $w_{rb}\ll W$, то

$$t_{cs}=W/\overline{W}_R. \tag{5.23}$$

Показатель наносоудерживающей способности I_a выражает долю годового стока наносов, осаждающихся в водохранилище:

$$I_a=(W_R-W_{Rd})/W_R, \tag{5.24}$$

где W_{Rd} — годовой вынос наносов из водохранилища.

При расчете заиления водохранилища учитывают назначение водохранилища, состав вопросов, подлежащих рассмотрению (см. выше), природные условия, основные показатели водохранилища, характеризующие процесс заиления (T_{cd} и t_{cs}).

Расчет начинают с определения срока заиления. Если $t_{cs}>200$ лет, то расчет срока заиления этим и ограничивается, влияние заиления на регулирующую способность водохранилища и положение кривой подпора не учитывают. В этом случае значение t_{cs} принимают за срок службы водохранилища и объем отложившихся наносов в водохранилище за какое-то число лет t_i вычисляют путем умножения среднегодового стока наносов — взвешенных и влекомых — на число лет. Если сток влекомых наносов составляет менее 10% от стока взвешенных наносов, то за средний годовой сток наносов принимают сток только взвешенных наносов.

При меньших значениях t_{cs} требуется детальный расчет заиления во времени. При определении потерь полезного объема водохранилищ, судоходных глубин, положения кривой подпора, границ затопления и подтопления также требуется проведение детального расчета заиления по участкам водохранилища с разделением наносов по фракциям.

Детальный расчет заиления водохранилища в том случае, если t_{cs} оказывается равным нескольким десятилетиям, выполняют балансовым методом в конечных приращениях. При этом рекомендуется определенная последовательность действий. Прежде всего по данным натурных измерений устанавливают связь средней мутности руслоформирующих наносов (взвешенных) от параметра $v/d_m^{0,33}$ (где v — средняя скорость течения, м/с; d_m — средняя глубина, м) проведя верхнюю и нижнюю огибающие поля точек (рис. 5.11). По данным наблюдений, тело заиления формируется песчаными и песчано-пылеватыми фракциями наносов. Частицы мельче 0,01 мм выносятся в нижний бьеф или поступают в приплотинную часть и равномерно распределяются по дну. Рекомендуется рассматривать две фракции: крупнее 0,05 мм и 0,05...0,01 мм. Для каждой фракции строятся свои огибающие и ведется соответствующий расчет заиления. Если обе фракции осаждаются одновременно, то строят огибающие для общего поля точек.

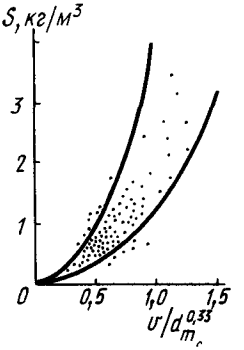


Рис. 5.11. Зависимость содержания руслоформирующих фракций наносов от параметра $v/d_m^{0,33}$

В случае отсутствия натурных данных по мутности реки можно воспользоваться зависимостями для построения верхней огибающей

$$S'' = 24\left[v/(d_m\bar{\omega})^{0,33}\right] 10^3 \qquad (5.25)$$

и нижней огибающей

$$S' = 0{,}5\left[v/(d_m\bar{\omega})^{0,33}\right] 10^3, \qquad (5.26)$$

где S'' — предельная мутность, определяющая начало осаждения наносов, кг/м³; S' — мутность, определяющая начало размыва донных отложений, кг/м³, $\bar{\omega}$ — средняя гидравлическая крупность (см. выше).

Если v, d_m и $\bar{\omega}$ таковы, что значение мутности лежит выше верхней огибающей, происходит отложение наносов; если значения мутности лежит ниже нижней огибающей, происходит размыв донных отложений. При значении мутности, лежащем между огибающими, наблюдается транзит наносов — не происходит ни отложения, ни размыва. Далее делят верхний бьеф на участки длиной, равной примерно удвоенной ширине зеркала водохранилища в данном створе при отметке НПУ (*NWL*). Схематизируют стоковый ряд: делят каждый год на интервалы (в межень один интервал и в половодье два-три интервала) и для каждого интервала по натурным данным определяют мутность руслоформирующих фракций наносов S_0. Затем определяют гидравлическими

методами положение кривой подпора для первого интервала времени Δt_1 (сут) с расходом Q_1 при уровне у плотины на отметке z_1 и вычисляют скорости течения на границе участков. Записывают уравнение баланса наносов для первого участка (от места выклинивания кривой подпора) для первого интервала времени и решают его относительно Δd (м), что определяет деформацию дна:

$$\Delta d = \eta \frac{| S_{ent} - S_{ex} | Q_1 \Delta t_1}{b_1 l_1 \rho_{dep}}, \qquad (5.27)$$

где $\eta = 3{,}6 \cdot 10^2$ — коэффициент, учитывающий размерность входящих в уравнение величин; S_{ent}, S_{ex} — мутность руслоформирующих наносов соответственно на входе на расчетный участок и на выходе с этого участка, кг/м^3; b_1 и l_1 — соответственно ширина и длина первого расчетного участка; ρ_{dep} — плотность отложений, кг/м^3, принимаемая равной 400...600 для илистых, 1000...1200 для песчано-илистых и 1500 для песчаных наносов.

Для первого участка всегда $S_{ent} = S_0$ (см. выше). Значение S_{ex} устанавливают, пользуясь огибающими на графике рис. 5.11: если $S' < S_{ent} < S''$, то наблюдается транзит наносов и $S_{ex} = S_{ent}$; если $S_{ent} > S''$, то $S_{ex} = S'$ и будет происходить отложение наносов толщиной слоя Δd. В случае $S_{ent} < S'$ мутность на выходе с участка $S_{ex} = S'$ и происходит размыв на глубину Δd. Аналогичным образом вычисляют деформации на всех участках водохранилища за время Δt_1. При этом за S_{ent} для второго участка принимают S_{ex} для первого участка и т. д. В дальнейшем все операции повторяются для интервала времени Δt_2: выполняют расчет кривой подпора при расходе Q_2 при отметке у плотины z_2, вычисляют скорости течения на границах участков и определяют деформации русла на всех участках для интервала времени Δt_2 и т. д.

Изложенный метод расчета заиления водохранилища для всех расчетных сроков позволяет определить изменение полезного объема водохранилища и положение кривой подпора с учетом влияния тела заиления *.

При отложении наносов в водохранилище в нижний бьеф сбрасывается осветленная вода, мутность которой меньше мутности S', что ведет к размывам русла реки ниже подпорного сооружения. В результате размыва русла снижается положение поверхности воды в нижнем бьефе, что ведет к снижению общей устойчивости сооружения в результате возрастания напора, вызывает затруднения при заборе воды из нижнего бьефа, понижается глубина на королях шлюзов, правда, несколько возрастает выработка энергии. С течением времени по мере заиления водохранилища транзит наносов повышается, происходит отложение наносов в нижнем бьефе, если мутность сбрасываемой воды будет больше

* Более подробно расчет заиления водохранилищ см. в [5].

S'', и ложбина размыва начинает заноситься. При значительном заборе воды из водохранилища транспортирующая способность потока в нижнем бьефе оказывается недостаточной и происходит повышение дна против бытового положения, что влечет за собой повышение отметки поверхности воды со всеми вытекающими из этого последствиями. Следует иметь в виду, что процесс отложения наносов в нижнем бьефе идет особенно интенсивно, когда происходит промывка отстойников водозаборов в верхнем бьефе со сбросом воды в нижний бьеф.

Расчет деформаций дна в нижнем бьефе ведется методами баланса наносов, аналогично тому, как это изложено выше для водохранилища.

ГЛАВА 6

ГИДРОМЕТРИЯ

6.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Гидрометрия* является разделом более общей науки — гидрологии, и в ее задачи входят разработка приборов и методов количественного определения различных характеристик и систематическое изучение гидрологического режима водных объектов для получения многолетних рядов наблюдений за уровнями, скоростями течений, элементами волн, расходами и стоком воды и наносов, температурным режимом, распределением плотности, химическим составом воды, ледовыми явлениями и т. д.

Данные по гидрологическому режиму водных объектов необходимы при организации водного транспорта, проектировании гидротехнических сооружений различного назначения (транспортных, энергетического, водозаборных и др.), планирования водопотребления, создании базы для научных обобщений и для развития науки гидрологии. Получила развитие инженерная гидрометрия, в задачу которой входит организация и наблюдение за режимом водных объектов при строительстве и эксплуатации различных инженерных сооружений, влияющих на естественный режим водоемов. Гидрометрия подразделяется на гидрометрию атмосферных вод, гидрометрию океанов и морей, озер и водохранилищ, гидрометрию рек, подземных вод и т. д.

Наиболее разработанными и выделившимися в самостоятельные научные дисциплины являются морская и речная гидрометрии. Несмотря на определенную специфику, связанную с объектом изучения, в приемах и способах изучения характеристик рек

---

* Слово «гидрометрия» образовано из двух греческих слов: ὑδωρ — вода и μετρεω — измеряю.

и морей (водохранилищ и озер) есть достаточно много общего. Поэтому в дальнейшем излагаются главным образом разделы речной гидрометрии.

Как правило, гидрометрические наблюдения как на реках, так и на морях совмещаются с метеорологическими наблюдениями.

Для изучения гидрометеорологических явлений создана постоянная и временная государственная сеть станций и постов, производятся экспедиционные работы, в том числе большое число в океанах и морях. Государственная гидрометеорологическая сеть состоит из основных (или опорных) и специальных станций и постов.

На основных станциях и постах ведутся постоянные наблюдения за гидрометеорологическими и атмосферными процессами в течение длительного времени, иногда бессрочно. Специальные станции и посты организуются на определенный период для изучения местных условий, например гидрометеорологического режима водохранилищ и озер, устьевых участков реки и прилегающего взморья и др.

Государственная гидрометеорологическая сеть станций и постов находится в ведении Государственного комитета СССР по гидрометеорологии и контролю природной среды, который организует и координирует все работы по гидрометеорологии на суше и на воде (в океанах, морях, на реках и т. п.). Кроме государственной гидрометеорологической сети станций и постов существуют станции и посты различных ведомств (Минречфлот, Минморфлот, Минсельхоз, Минводхоз и др.). Общее число действующих на территории СССР пунктов только на реках, озерах и водохранилищах более 35 000.

В состав основных гидрометеорологических работ на реках и водоемах входят: наблюдения за уровнем и его колебаниями; промерные работы для изучения глубин и рельефа дна водных объектов; наблюдения за уклонами водной поверхности (на реках); наблюдения за температурой воды, замерзанием и вскрытием водоемов, состоянием ледяного покрова; измерение скоростей и направлений течений; наблюдение за цветом, прозрачностью, плотностью и химическим составом воды; измерение параметров волнения; определение расхода и стока воды и наносов; определение механического и петрографического состава наносов и донных отложений.

Данные гидрометеорологических наблюдений со всех станций и постов, расположенных на суше океанах и морях, сосредоточиваются в Гидрометцентре страны, обрабатываются, анализируются и служат для решения различных научно-теоретических и хозяйственных проблем, в частности для разработки теоретических основ гидрологии и океанологии, прогноза природных явлений, разработки водохозяйственных балансов регионов и отдельных объектов, обеспечения исходными материалами проектов крупных гидротехнических сооружений и т. п.

6.2. ИЗМЕРЕНИЕ УРОВНЕЙ

Высотное положение поверхности воды в данной точке относительно условной горизонтальной неизменной по высоте плоскости отсчета называется уровнем воды. Наблюдения над уровнем обычно ведут длительное время, поэтому условную плоскость помещают на 0,5 ... 1,0 м ниже наинизшего возможного положения уровня (в водохранилищах — с учетом сработки, в морях — с учетом приливно-отливных и сгонно-нагонных колебаний), с тем чтобы отсчеты уровня были всегда положительными. Эта плоскость принимается за нуль отсчетов и называется нулем графика водомерного поста. Основные отсчеты положения уровня в обычных условиях снимаются дважды в сутки — в 8 и 20 ч на реках и четыре раза на морях — в 3, 9, 15 и 21 ч. В экстремальных условиях интервалы времени между сроками наблюдения сокращаются; например, в период половодья и паводков на реках назначаются дополнительные сроки через 2, 4 и 6 ч; во время сгонно-нагонных изменений уровня в морях интервалы наблюдений сокращаются, иногда до 1 ч. Данные, полученные в сроки наблюдений, называются срочными; срочный максимальный уровень может отличаться от мгновенного максимального уровня, который может быть между сроками наблюдения.

Место, оборудованное для наблюдения за уровнем, называют водомерным постом. Водомерные посты в зависимости от срока их действия могут быть постоянными и временными. По своей конструкции водомерные посты могут быть простыми (реечные, свайные и свайно-реечные) и передаточными. Последние, в свою очередь, делятся на посты с неавтоматическими и автоматическими отметчиками уровня воды, с непрерывной регистрацией положения уровня, т. е. с использованием самописцев, получивших название лимниграфов и мареографов, соответственно при измерениях на реках и на морях; с дистанционными устройствами, что позволяет вести регистрацию уровня на значительном расстоянии от водного объекта и осуществить работу водомерного поста в автоматическом режиме.

Высотное положение измерительных устройств водомерного поста требует систематического контроля, поэтому водомерный пост оборудуют основными и контрольными реперами. Реперы устанавливают в непосредственной близости от водомерного поста вне зоны затопления.

Реечный пост представляет собой рейку, укрепленную на сооружениях (мостах, гидротехнических сооружениях и т. п.) в вертикальном положении, с ценой деления 2,0 см, что позволяет измерять уровень с точностью 1,0 см. Применяют рейки деревянные, металлические эмалированные и чугунные с эмалированными вкладышами делений шкалы. Последние два типа применяют для оборудования постоянных постов.

На пологих берегах и при отсутствии гидротехнических сооружений устраивают свайные посты в виде ряда свай, забитых в одном створе перпендикулярно течению реки или урезу воды в море (рис. 6.1). Сваи могут быть деревянными, металлическими и железобетонными. В настоящее время посты оборудуют стандартными металлическими винтовыми сваями. Площадка самой верхней сваи должна быть на 0,25...0,5 м выше наивысшего исто-

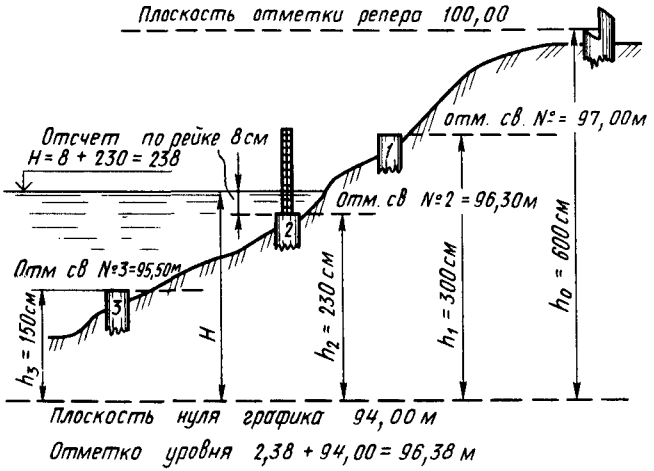


Рис. 6.1. Схема отметок и отчетов на свайном водомерном посту

рического уровня, а площадка нижней сваи — на 0,5 м ниже наинизшего уровня. Расстояние по вертикали между площадками смежных свай не должно быть более 0,8 м; горизонтальные расстояния между сваями принимают, исходя из местных условий и удобства наблюдений, но не более 50 м. Сваи нумеруют сверху вниз.

Так как нуль рейки невозможно совместить с нулем поста, то после ее установки путем нивелирования определяют превышение нуля рейки над нулем графика поста, так называемую приводку (рис. 6.1).

Для повышения точности отсчета при малой амплитуде колебаний уровня в условиях горных рек, где набегание воды на рейку может исказить отсчеты по рейке, при наблюдениях на водохранилищах и морях для защиты от волнения рейку следует устанавливать в специально отрытом котловане, соединенном каналом с рекой или водоемом. Для получения непрерывной информации об изменении уровня на реках и водоемах применяют самописцы уровня воды различной конструкции. Наибольшее распространение получили самописцы, в которых изменение уровня

отслеживается с помощью поплавка, поднимающегося и опускающегося вместе с уровнем воды. Движение поплавка передается с помощью поплавкового колеса и шестерен барабану, который вращается на горизонтальной оси. На барабане закрепляется разграфленная бумага, на которой перо, перемещающееся вдоль образующей барабана с помощью часового механизма, вычерчивает ход уровня. На гидрологической сети наибольшее распространение получил самописец «Валдай» (рис. 6.2).

В морских условиях применяют самописец уровня моря СУМ, имеющий аналогичное устройство с самописцем «Валдай», только в этом случае вращение барабана, расположенного вертикально, и движение пера осуществляются непосредственно от смещения поплавка и противовеса.

Самописцы устанавливают в специальных помещениях на берегу, гидротехнических сооружениях или специальном основа-

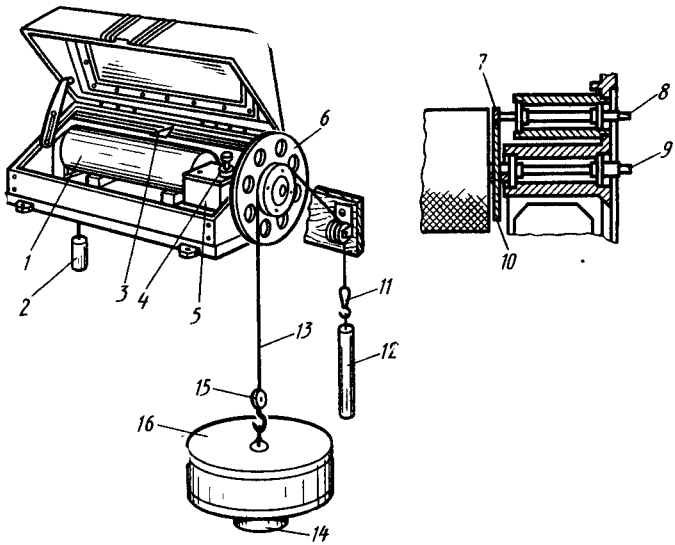


Рис. 6.2. Схема устройства самописца уровня «Валдай»:

1 — барабан; *2* — гиря; *3* — каретка с паром; *4* — заводная головка; *5* — часовой механизм; *6* — поплавковое колесо; *7* — трубка; *8* — основная ось прибора; *9* — вспомогательная ось прибора; *10* — шестерня; *11* — зажим; *12* — груз-противовес; *13* — трос; *14* — груз; *15* — зажим; *16* — поплаок

нии, например свайном; поплавок размещается в колодце, шахте или трубе, сообщающихся с морем посредством устройств (трубы, отверстия), исключающих воздействие на поплавок короткопериодных (волновых) колебаний уровня.

Для определения уклона свободной поверхности воды в реке устраивают выше и ниже основного водомерного поста так называемые уклонные посты, расстояние между которыми L в зависимости от точности измерений меняется от 100 до 8000 м и отсчи-

тывается по линии наибольших глубин. Уклон вычисляют из соотношения $I=(H_2—H_1)/L$, где H_1 и H_2 — соответственно уровни в верхнем и нижнем створах.

При обработке данных наблюдений за ходом уровня на простых постах приводят измеренные уровни к нулю графика поста, вычисляют средние суточные значения уровней, составляют таблицы ежедневных уровней и строят графики изменения этих уровней во времени по годам.

Средние суточные уровни на простых постах определяют как средние арифметические из отсчетов уровня в 8 и 20 ч. При наличии дополнительных измерений средний суточный уровень находят как среднее арифметическое из всех отсчетов в течение суток.

Во всех случаях средний суточный уровень при записи изменения уровня на ленте самописца определяют планиметрированием площади, ограниченной линией записи, и делением ее на длину записи. Далее можно построить кривую распределения (повторяемости) и интегральную кривую распределения (обеспеченности) и определить характерные уровни: модальный уровень, повторяющийся с наибольшей частотой (соответствует максимуму кривой повторяемости), медианный уровень с обеспеченностью 50% и средний уровень, равный среднему арифметическому ряда наблюдений. Кроме того, указывают уровни 25%-ной и 75%-ной обеспеченности, отмечают высший и низший годовые уровни, даты их наступления, уровни ледостава и вскрытия ледового покрова и даты их наступления.

6.3. ПРОМЕРНЫЕ РАБОТЫ

Задачей промерных работ является определение глубины и рельефа дна водных объектов. Глубиной реки, моря и т. д. называют расстояние по вертикали от поверхности воды до дна. По результатам промерных работ могут быть составлены планы дна водного объекта в изолиниях или изобатах (линии равных глубин), определены площади поперечных сечений реки, озера и водохранилища, с последующим вычислением объема воды в двух последних случаях. Промерные работы проводят с различными целями: при гидрографических исследованиях объектов, при гидрометрических работах, для нужд судоходства, при проектировании и эксплуатации различных гидротехнических сооружений, в связи с выправительными и берегозащитными работами на реках, озерах, водохранилищах и морях.

Измерение глубин производят в отдельных точках или непрерывно по профилю дна с помощью соответствующих приборов и устройств. Точки, в которых измеряют глубину воды, обычно располагают в выбранном створе. Их плановое расположение определяют привязкой к геодезической сети, которая создается при проведении промерных работ. Измерения глубин проводят на

значительных по длине участках реки и больших площадях водохранилищ, озер и морей, что определяет достаточно продолжительные сроки работ. За это время уровень водного объекта может измениться, и, чтобы связать между собой отдельные измерения глубин, они приводятся к единому мгновенному уровню, так называемому условному (или срезочному) уровню. Чтобы осуществить эту операцию, во время промерных работ ведут систематическое наблюдение за уровнем. За условный уровень принимают на реках наиболее низкий уровень, наблюдавшийся в период промерных работ; на морях безливных (прилив менее 0,5 м) за условный уровень принимают средний многолетний уровень и на ливных — наинизший теоретически возможный по астрономическим причинам.

Для получения поправки, или срезки ΔH, надо определить разность отметок рабочего уровня H и мгновенного условного уровня h, т. е. $\Delta H = H - h$. Тогда значение глубины от условного уровня будет равно $d = h \pm \Delta H$.

При измерении глубин применяют механический и акустический способы.

В первом случае используют наметку, лот ручной и механический. Наметка представляет собой деревянный шест длиной 6...7 м, диаметром 5...6 см, размеченный на дециметры белой и красной масляными красками. Нижний конец наметки заделывают в металлический башмак массой 0,5...1,0 кг. При илистых грунтах к нижнему торцу башмака приваривают поддон. Точность отсчетов глубин по наметке составляет 2...5 см, что зависит от грунтов дна, наличия волнения и скорости течения. Лот ручной представляет собой металлический груз массой 2...5 кг с ушком в верхней части для крепления линя и углублением в дне для получения пробы грунта (с поверхности дна), для чего углубление смазывают мылом или солидолом. Лотлинь размечают марками на метры и дециметры.

На реках лотом измеряют глубины до 25 м, в водоемах без течения — до 100 м. Точность отсчета глубин по лотлиню составляет 5...10 см. Механический лот состоит из груза обтекаемой формы массой от 5 до 50 кг, стального троса диаметром 2,2...3,0 мм и ручной лебедки различных типов и конструкций грузоподъемностью до 50 кг. Глубину механическим лотом измеряют со шлюпки или с катера при постановке на якорь или на ходу. В механических лотах отсчет глубины производят по счетчику, который фиксирует длину вытравленного троса.

Для получения истинного значения глубины вводят поправку (со знаком минус), которая зависит от длины вытравленного троса и угла наклона троса над поверхностью воды, измеряемого специальным прибором — угломером.

В последнее время для измерения глубин широко применяют эхолоты, действие которых основано на посылке ультразвуковых

импульсов от вибратора-излучателя в воду и приема отраженного от дна сигнала (эха) вибратором-приемником. Время распространения импульса от излучателя до дна и обратно до приемника пропорционально глубине. При измерении больших глубин излучатель и приемник монтируют стационарно в днище судна, при работе на малых глубинах используют эхолоты с выносным (за борт) устройством для установки излучателя и приемника. Зная расстояние между ними $2b$ (рис. 6.3) и глубину их погружения a под уровень воды, глубину воды d (м) вычисляют по формуле

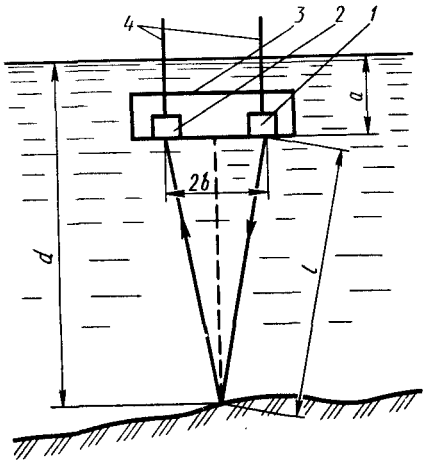


Рис. 6.3. Схема измерения глубины эхолотом:

1 — вибратор-излучатель; *2* — вибратор-приемник; *3* — забортное устройство; *4* — кабели

$$d = a + \sqrt{l^2 - b^2}. \qquad (6.1)$$

Измерив время прохождения сигнала T (6.1) можно записать в виде

$$d = a + \sqrt{\frac{c^2T^2}{4} - b^2}. \qquad (6.2)$$

Скорость распространения звука в воде зависит от температуры и солености воды, и поэтому перед началом работ проводят тарировку прибора, измеряя глубину механическим и акустическим способом, что позволяет вычислить поправку.

Измерения глубин ведут по поперечникам, продольникам и косым галсам на так называемых промерных вертикалях. Положе-

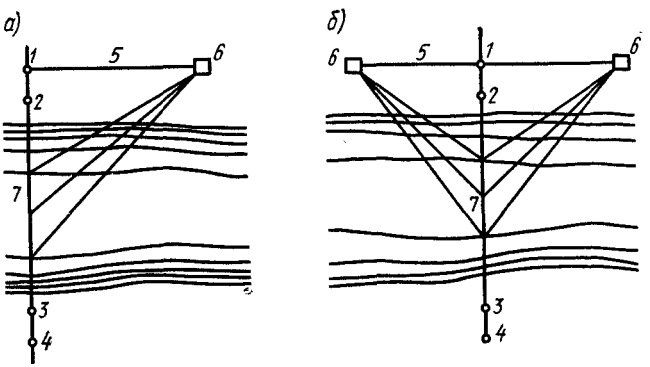


Рис. 6.4. Схема засечек промерных точек на створе одним (*а*) и двумя (*б*) инструментами:

1 . . . 4 — створные знаки; *5* — базис; *6* — измерительный инструмент; *7* — промерный створ

ние их в плане (координирование) выполняется: по натянутому вдоль створа тросу; засечками с берега угломерными геодезическими инструментами — теодолитами или кипрегелем на мензуле; засечками секстаном с судна на ориентиры на берегу.

Для промеров по поперечникам на берегу параллельно урезу воды разбивают магистраль и ее конечные пункты (реперы) привязывают к геодезической опорной сети. Поперечники разбивают перпендикулярно магистрали и закрепляют их положение на местности створными знаками. При ширине реки до 300 м и скорости течения не более 1,5 м/с промеры ведут по тросу, туго натянутому по створу и соответствующим образом размеченному для определения положения промерных вертикалей. Работы ведут со шлюпки, которая движется вдоль троса.

На реках шириной более 200 м, озерах, водохранилищах и в прибрежной зоне моря положение промерных точек засекают двумя угломерными инструментами (рис. 6.4). Засечками определяют обычно только каждую пятую точку, положение остальных определяют, разделив расстояние между зафиксированными точками на равные части.

При большой длине поперечников применяют засечки с судна либо одного, либо двух ориентиров, двигаясь при этом по створу (рис. 6.5), либо трех ориентиров, если створ с поперечника плохо виден из-за большого расстояния. Зная величину углов α, β, легко определить положение промерной вертикали.

При производстве промерных работ на большом протяжении реки и значительной скорости течения применяют промер по косым галсам или продольникам (рис. 6.6). При измерении глубины реки по продольникам шлюпка сплывает по

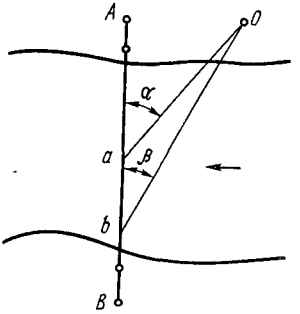


Рис. 6.5. Схема засечек точек секстантом:
АВ — промерный створ; 0 — береговой ориентир; *a*, *b* — промерные точки; α, β — измеряемые углы

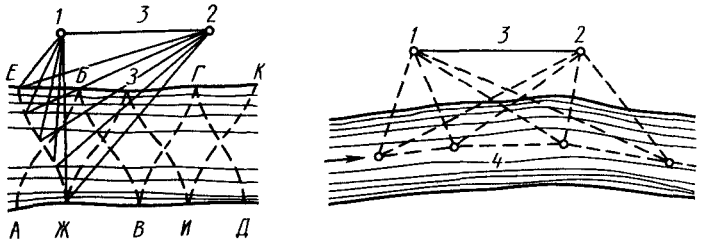


Рис. 6.6. Схема промеров косыми галсами и продольниками:
1 — 1-я мензула; *2* — 2-я мензула; *3* — базис; *4* — продольник; *АБ* ... *ЖЕ* — косые галсы

течению, засечки промерных точек производят с базиса двумя угломерными инструментами.

При выполнении промерных работ эхолотами также разбивают магистральную линию и створы (поперечники, косые галсы или продольники). Положение катера на створе удобно определять по заранее установленным буям, проходя мимо которых наблюдатель делает оперативную отметку на эхограмме.

Обработка результатов промеров заключается в сличении и проверке записей в журнале; определении расстояния каждой точки от начала поперечника, если координирование производилось методом засечек, определении поправки на относ троса и вычислении истинной глубины; вычислении срезки и приведении глубин к условному уровню; вычислении отметок дна во всех промерных точках; определении характера и типа грунтов.

6.4. ИЗМЕРЕНИЕ СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ

Скорости течения в реках, озерах, водохранилищах и береговой зоне моря могут измеряться различными способами с помощью приборов разного типа и конструкции.

Способы измерения течений могут быть разделены на две группы: способы поплавочные, при которых для определения течения наблюдают за движением плавающих предметов, естественных или искусственных (поплавков), и способы вертушечные, при которых скорость течения определяют в фиксированной точке с помощью неподвижно установленных приборов по измерению давления потока воды на лопастные винты этих приборов.

Поплавочные способы позволяют получить пространственную картину течений в виде линий тока — траекторий движения поплавков. Вертушечный способ позволяет определить значение скорости течения в данной точке в условиях моря и направление вектора скорости.

В рассматриваемых условиях (реки и береговая зона моря) широкое распространение получили свободно плавающие поплавки. Эти поплавки подразделяют на поверхностные и глубинные. Поверхностные поплавки представляют собой простейшие приборы в виде отпиленных от бревна кружков высотой 5...7 см, крестовины из поставленных на ребро досок и т. п. Для лучшей видимости на поплавках закрепляют яркие флажки и для повышения устойчивости и снижения влияния ветра снизу крепят на тросике (или шнуре) соответствующий груз. Глубинные поплавки применяют для измерения скорости и определения течения на заданной глубине. Глубинные поплавки состоят из двух поплавков, связанных между собой; из них верхний находится на поверхности воды, а нижний — на заданной глубине. Верхний поплавок должен иметь некоторую избыточную плавучесть, его делают обычно из пробки или пенопласта, чтобы поддержать нижний поплавок в заданном

положении, который обладает небольшой отрицательной плавучестью *.

Чтобы измерить поплавками скорость течения на реке, предварительно разбивают магистраль на берегу и четыре створа, расположенные по нормали к течению (рис. 6.7) и закрепленные створными знаками. Створы привязывают к магистрали и измеряют расстояние L между створами. Поплавки выпускают поочередно (15...20 шт.). При прохождении поплавка через створ определяют его расстояние от магистрали b методом засечек угломерными инструментами. Зная время прохождения T_i поплавка от створа *2* до створа *4*, находят $v_{max}=L/T$ и, зная b, строят эпюру поверхностной скорости по ширине реки. Проделав аналогичную операцию на других створах, можно построить траекторию движения поплавков.

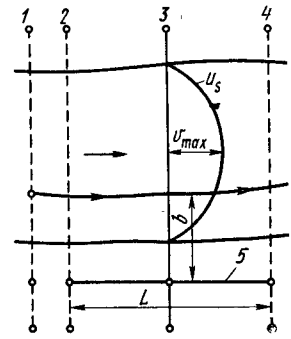


Рис. 6.7. Схема измерения скоростей течения воды поверхностными поплавками:
1 — пусковой створ; *2* — верхний створ; *3* — главный створ; *4* — нижний створ; *5* — магистраль

Данные наблюдений наносят на планшет, определяют скорости и направления течения за выбранные интервалы времени, среднюю скорость и общее направление течения на участке наблюдений (между створами).

Скорость течений на подповерхностных горизонтах определяют с помощью глубинных поплавков в том же порядке и теми же способами, что и при изучении поверхностных течений.

Среднюю скорость на вертикали u_v можно рассчитать с помощью поплавка-интегратора, имеющего плотность меньше плотности воды, что определяет скорость всплывания поплавка ω' (эту скорость находят испытанием поплавка в спокойной воде).

Так как $\omega'=h/t$, то $\bar{u}_v=l/t$; следовательно, чтобы вычислить $\bar{u}_v$, надо измерить величину горизонтального сноса поплавка l и глубину потока h или время всплывания t.

Для измерения течений на реках и морях широко используют так называемые гидрометрические вертушки, которые конструктивно состоят из рабочего колеса с вертикальной или горизонтальной осью вращения, корпуса, счетно-контактного механизма, хвостового оперения и в морской вертушке — указателя направления течения. Датчиком скорости гидрометрической вертушки является рабочее колесо, частота вращения которого зависит от скорости течения $n=n(u)$ или $u=u(n)$. Зная число оборотов рабочего колеса N за T секунд, можно найти $n=N/T$ и по тарировочной кривой определить u.

Наибольшее распространение в практике измерения скоростей

* *Плавучесть* — способность тела держаться на воде.

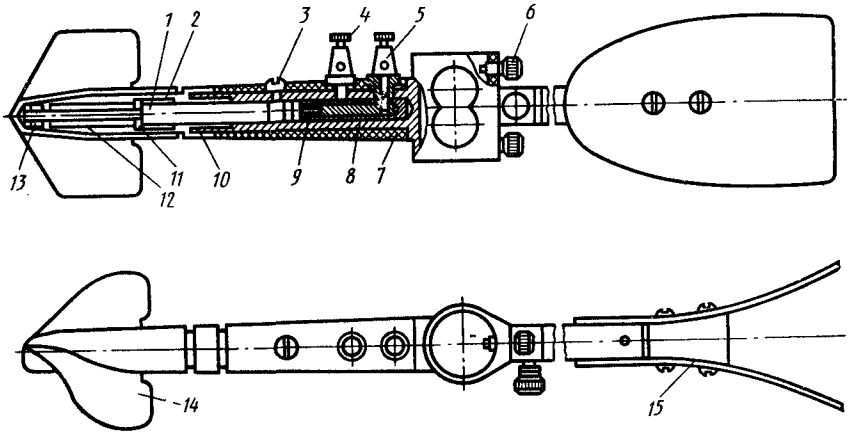


Рис. 6.8. Устройство гидрометрической вертушки ГР-55:

1 — ось с контактным механизмом; *2* — червячная шестерня с двадцатью зубцами и штифтом; *3* — стопорный винт; *4* — вывод массы; *5* — изолированный вывод (—); *6* — зажимные винты; *7* — корпус; *8* — штепсельное гнездо; *9* — токопроводящий стержень, изолированный от массы; *10* — зажимная муфта; *11* — радиальные шарикоподшипники; *12* — упорная втулка; *13* — осевая гайка; *14* — лопастный винт; *15* — стабилизатор направления

течения в реках получили вертушки с горизонтальной осью вращения ГР-55 Н. Е. Жестовского (рис. 6.8). Конструкция вертушки подробно описана в специальной литературе [1, 3].

Вертушки типа ГР закрепляют на штанге при глубине до 3 м или на тросе при большей глубине. В последнем случае к вертушке подвешивают груз, чтобы уменьшить снос вертушки течением.

Измерения скорости течения вертушками можно производить точечным или интеграционным способом. При точечном способе скорость измеряют в строго фиксированной точке потока. При интеграционном способе измеряют осредненную скорость по какому-либо направлению. Например, если гидрометрическую вертушку перемещать в потоке по вертикали, то можно сразу определить среднюю скорость на вертикали. Более часто применяют точечный метод, который позволяет получить значения скорости потока в различных точках на вертикали и построить эпюру скоростей.

Наиболее часто измеряют скорость в пяти точках: у поверхности, на 0,2; 0,6; 0,8 глубины и у дна. При наличии ледяного покрова или растительности прибавляют шестую точку на глубине $0{,}4d$.

При измерении скорости в пяти точках на вертикали среднюю скорость вычисляют по формуле

$$\bar{u}_v = 0{,}1\,(u_s + 3u_{0{,}2} + 3u_{0{,}6} + 2u_{0{,}8} + u_b), \qquad (6.3)$$

где u_s, u_b — соответственно измеренные скорости у поверхности и дна.

При наличии ледяного покрова или развитой водной растительности в скобках добавляют член $2u_{0,4}$ и коэффициенты при $u_{0,2}$ и $u_{0,3}$ принимают равными 2.

Время измерения местных скоростей на вертикалях по стандарту СССР принято не менее $T_0 = 100$ с при средних значениях величины турбулентной пульсации. На горных реках и у дна время измерения скоростей увеличивается и может достигать 10 мин.

Для измерения скорости течения реки с целью определения расхода выбирают гидрометрический створ-поперечник перпендикулярно среднему направлению течения реки в этом сечении.

В непосредственной близости от гидрометрического створа должны быть оборудованы водомерный пост и уклонные водомерные посты. Должны быть предусмотрены средства для проведения измерений на створе (гидрометрические мостики, плавсредства и т. п.). На гидрометрическом створе намечают положение скоростных вертикалей, расстояние между которыми зависит от ширины реки и профиля дна и составляет 2 ... 10 м для реки шириной менее 200 м и 20 ... 50 м при ширине реки более 200 м. Скоростные вертикали закрепляют на местности различными способами в зависимости от ширины реки. На скоростных вертикалях измеряют глубины, строят профиль дна реки и вычисляют площадь живого сечения реки. По измерениям на уклонных водомерных постах вычисляют уклон поверхности воды. Скорость измеряют обычно одной гидрометрической вертушкой, последовательно перемещаемой в различные точки вертикали. Предварительно на скоростной вертикали определяют уровни воды в начале и в конце работы на вертикали, глубины на вертикали (зимой — от нижней поверхности льда), далее вычисляют рабочую глубину и глубину погружения вертушки (см. выше).

По данным измерений скоростей на каждой вертикали строят эпюру скоростей, для чего в точках измерения откладывают в определенном масштабе значение скорости и концы векторов соединяют плавной кривой (рис. 6.9, *б*).

Распределение скоростей по живому сечению наглядно представляется линиями равных скоростей — изотахами. Для их построения на вычерченном поперечном сечении реки наносят скоростные вертикали, в точках измерения скоростей выписывают их значения. Методом интерполяции проводят изотахи через равные значения скорости, которые принимают 0,05 ... 0,5 м/с в зависимости от скорости течения (рис. 6.9, *а*). Расстояния между изотахами уменьшаются от поверхности ко дну в связи с увеличением градиента скорости в этом направлении (рис. 6.9, *б*).

Полученные гидрологические и гидравлические характеристики потока (реки) позволяют перейти к определению расхода (см. § 6.5).

В морских условиях скорости течений измеряют гидрометрическими вертушками и самописцами. Наибольшее распростране-

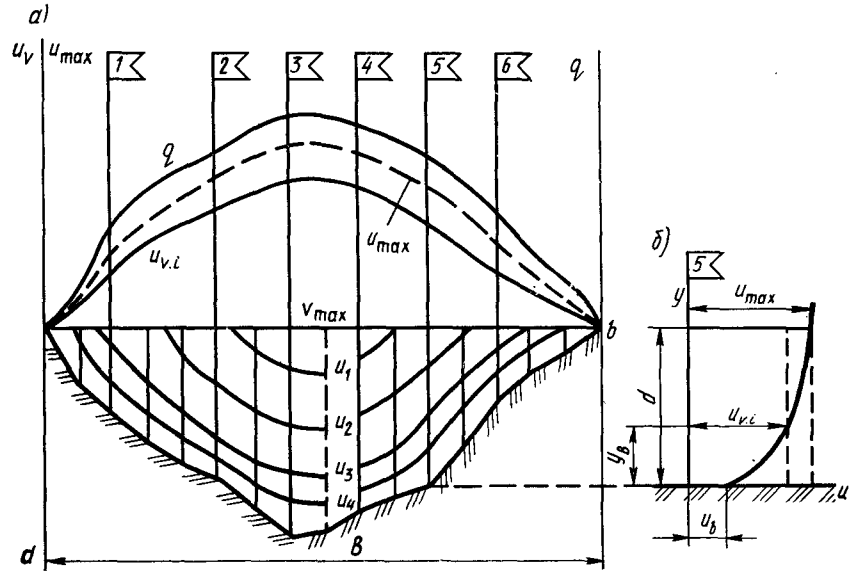


Рис. 6.9. Распределение скоростей и расходов в живом сечении безнапорного потока:

а — изотахи, распределение скоростей и расходов; *б* — эпюра скоростей

ние при работах в береговой зоне получила вертушка морская модернизированная (ВММ), которая является концевой вертушкой одноразового действия — после каждого измерения ее поднимают для снятия отсчетов и перезарядки (рис. 6.10). В отличие от ГР-55 вертушка ВММ, закрепленная всегда на тросе, свободно вращается на оси. Снизу к вертушке подвешивают тяжелый (металлический) поддон. Так как морские течения характеризуются сильной изменчивостью по направлению в отличие от течения в реках, то в морской вертушке предусмотрены пусковой механизм и приспособление для определения направления течений. Частота вращения винта фиксируется специальным счетчиком, который запускается от удара посыльного груза по втулке, передающей усилие на спусковой стержень. Вертушка на заданном горизонте выдерживается достаточное для осреднения показаний время, но не более 15 мин, после чего посылается второй груз, который выключает счетчик оборотов. Время между посылками грузов фиксируется, что позволяет вычислить частоту вращения винта в единицу времени и по тарировочной кривой определить скорость течения. Направление течения определяют по компасной коробке, которая разделена высокими перегородками на 36 отсеков. Магнитная стрелка, вращающаяся на иголке, имеет в центре верхней части углубление и желобок на ее северном конце. Через определенное число оборотов с помощью специального механизма по

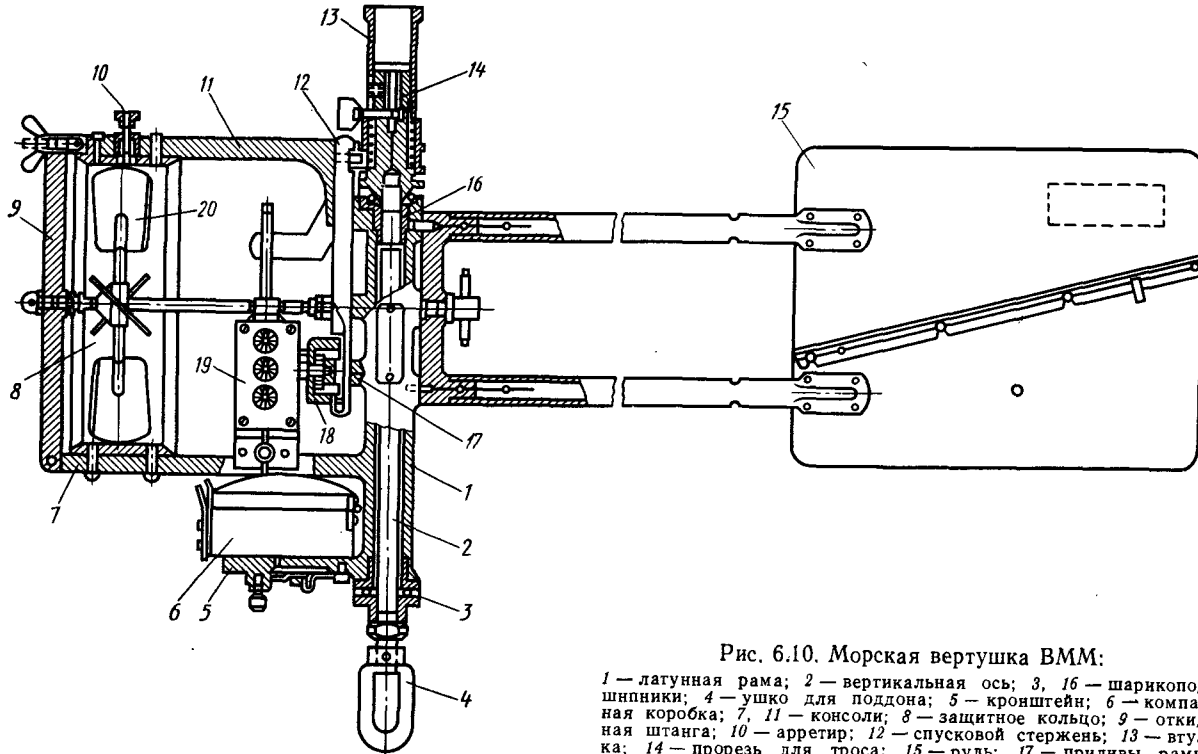


Рис. 6.10. Морская вертушка ВММ:

1 — латунная рама; *2* — вертикальная ось; *3*, *16* — шарикоподшипники; *4* — ушко для поддона; *5* — кронштейн; *6* — компасная коробка; *7*, *11* — консоли; *8* — защитное кольцо; *9* — откидная штанга; *10* — арретир; *12* — спусковой стержень; *13* — втулка; *14* — прорезь для троса; *15* — руль; *17* — приливы рамы; *18* — барабан; *19* — счетчик оборотов; *20* — лопастный винт

магнитной стрелке скатывается латунный шарик диаметром 3 мм и попадает в соответствующий сектор. Характер рассеивания шариков по секторам позволяет судить о среднем направлении вектора скорости течения.

Дальнейшая обработка данных по измерению морских течений зависит от поставленной задачи, что подробно излагается в специальной литературе [1, 3].

6.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДОВ ВОДЫ

Численно расход воды в реке равен произведению скорости на площадь. Поскольку скорости в реке меняются от точки к точке по площади живого сечения, следует записать расход через элементарную площадку $dQ=udxdy$, если плоскость координат xoy совместить с плоскостью живого сечения реки, ось x совместить с поверхностью воды и ось y направить вертикально вниз. Тогда полный расход (м³/с) будет равен

$$Q=\int_0^B\int_0^d udxdy, \tag{6.4}$$

где B — ширина реки; d — глубина реки.

Численно расход воды в реке равен объему, ограниченному живым сечением, поверхностью воды и криволинейной поверхностью, касательной к концам векторов скоростей, проведенных нормально к элементарным площадкам $dxdy$ (рис. 6.11). Этот объем называют моделью расхода потока жидкости.

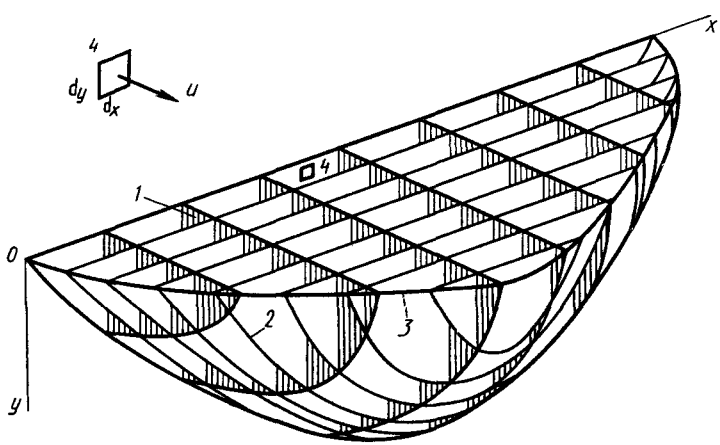


Рис. 6.11. Модель расхода жидкости:
1 — вертикальный профиль скоростей; *2* — изотахи; *3* — эпюра распределения поверхностных скоростей; *4* — элементарная площадка

Выражение (6.4) можно записать в виде

$$Q = \int_0^B q dx, \tag{6.5}$$

где q — элементарный расход на скоростной вертикали.

Это выражение дает возможность вычислить расход реки, если известны элементарные расходы на вертикалях. Если поле скоростей представлено системой изотах (см. выше), то расход вычисляется по формуле

$$Q = \int_0^{u_{max}} w_i du, \tag{6.6}$$

где w_i — площадь, ограниченная изотахой со скоростью u_i; u_{max} — наибольшая скорость в потоке.

Существует большое количество способов определения расхода воды потока. Все они могут быть разделены на прямые, когда расход измеряется с помощью мерного сосуда, заполняемого за время T, и косвенные, когда измеряется не сам расход, а параметры, его определяющие.

Из указанных способов определения расхода наибольшее распространение получил гидрометрический метод. При этом расход может быть вычислен по измеренным глубинам и скоростям или по уклону и площади. Чаще применяют первый способ. В этом случае расход вычисляют по зависимостям (6.4)....(6.6). Поскольку при этом необходимо располагать данными измерений скорости и глубины в реке, этот метод получил название «скорость — площадь». На практике интегрирование заменяется суммированием и расход вычисляется либо аналитическим, либо графическим способами.

При аналитическом способе * интеграл (6.4) записывают в виде

$$Q = \int_0^w u dw \tag{6.7}$$

и представляют как сумму:

$$Q = k u_{v1} w_1 + 0{,}5 w_2 (u_{v1} + u_{v2}) + \ldots + 0{,}5 w_n (\bar{u}_{v(n-1)} + \bar{u}_{vn}) + k \bar{u}_{vn} w_{n+1}. \tag{6.8}$$

Число скоростных вертикалей принимается от 10 до 20 **.

Также в виде суммы может быть записано выражение (6.5):

$$Q = k q_1 b_1 + 0{,}5 b_2 (q_1 + q_2) + 0{,}5 b_n (q_{n-1} + q_n) + k q_n b_{n+1}, \tag{6.9}$$

где k — коэффициент для скоростей (или расходов) на прибрежных вертикалях, равный 0,7 при отлогих берегах и 0,8 при обрывистых

* Графический способ здесь не рассматривается.

** См. подробнее [1].

берегах; $\bar{u}_{v,1}$, $\bar{u}_{v,2}$, ..., $\bar{u}_{v,n}$ — средние скорости на вертикалях, вычисляемые по формуле (6.3); q_1, q_2, ..., q_n — расходы на вертикалях, вычисляемые по формуле $q_i = \bar{u}_{vi} d_i$ (см. выше).

При измерении расхода Q (скоростей течения) отмечается положение уровня воды, соответствующее этому расходу, так называемый расчетный уровень H_{cal}. Если уровень в реке за время производства измерений изменяется меньше чем на 5...10% от преобладающей глубины на створе, то за H_{cal} принимают средний арифметический из измерений до начала и по окончании измерений. В противном случае H_{cal} рассчитывают по формулам:

при равномерном распределении скоростных вертикалей по ширине реки

$$H_{cal} = (q_1 H_1 + q_2 H_2 + \ldots + q_n H_n) \Big/ \sum_1^{i=n} q_i; \qquad (6.10)$$

при расстояниях между вертикалями, различающихся более чем на 25%,

$$H_{cal} = (q_1 b_1 H_1 + q_2 b_2 H_2 + \ldots + q_n b_n H_n) \Big/ \sum_1^{i=n} q_i b_i, \qquad (6.11)$$

где q_i и H_i — расходы и уровни на вертикалях; b_i — расстояние между серединами интервалов между вертикалями.

При расчете расхода Q по изотахам (см. выше) определяют площади между изотахами и по их значениям строят так называемую тахиграфическую кривую $u = u(w_i)$, где w_i — площадь, ограниченная поверхностью воды и определенной изотахой (рис. 6.11, *а*). При скорости $u = u_{\max}$ (на поверхности) площадь $w_i = 0$, при $u = u_b$ (у дна) площадь w_i равна площади живого сечения реки w. Площадь, ограниченная осями координат и тахиграфической кривой, численно равна расходу воды: $dQ = u dw$.

С изменением расхода реки меняется уровень воды и может быть установлена функциональная связь уровня от расхода воды. Практически эту связь удобнее записывать в виде $Q = Q(H)$. Если шероховатость русла и уклон поверхности воды остаются постоянными, то согласно уравнениям равномерного движения зависимость уровня воды от расхода будет однозначной, т. е. каждому значению расхода соответствует одно значение уровня. Эта зависимость, выраженная графически, носит название кривой расхода, которая может быть построена по экспериментальным точкам (рис. 6.12). Рассеяние экспериментальных точек отражает положение огибаю-

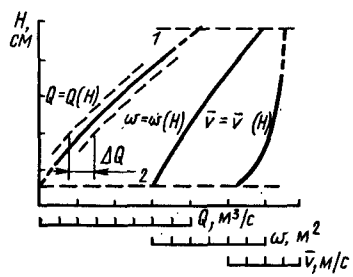


Рис. 6.12. Кривые $Q = Q(H)$, $w = w(H)$, $u = u(H)$:
1 — уровень высоких вод; *2* — уровень низких вод

щих. Расстояние между огибающими по горизонтали ΔQ определяет абсолютную рассеянность точек, которая является следствием влияния на уровень воды других факторов, кроме расхода. Если значение $100\,\Delta Q/(2Q)$ находится в пределах точности определения расхода, то связь $Q=Q(H)$ принимается однозначной. Аналогично кривой расходов могут быть построены кривые площадей живого сечения реки $w=w(H)$ и кривые средних скоростей потока $\bar{u}_r=u(H)$, причем $100\,\Delta\bar{u}_r/(2\bar{u}_r)<2...3\%$ и $100\Delta w/(2w)<2...3\%$ (рис. 6.12). Связь между этими кривыми определяется соотношением $Q=\bar{u}_r w$ при любом уровне.

Формула для определения расхода по известному уровню предлагается в виде

$$Q=a(H+H_0)^m, \tag{6.12}$$

где H_0 — уровень при нулевом расходе, вычисляемый аналитически:

$$H_0=(H_2^2-H_1H_3)(H_1+H_2+H_3), \tag{6.13}$$

H_1, H_2 и H_3 — уровни, соответствующие малым, средним и высоким расходам и снятые с кривой расходов. Параметры a и m определяют при построении (6.12) в логарифмических координатах соответственно как отрезок на вертикальной оси $(\lg a)$* и тангенс угла наклона (m).

Располагая надежной связью между расходами и уровнями, можно легко определять расходы, измеряя только уровни, что резко облегчает и ускоряет работы на створе.

6.6. ИЗМЕРЕНИЕ РАСХОДА НАНОСОВ И СОДЕРЖАНИЯ РАСТВОРЕННЫХ В ВОДЕ ВЕЩЕСТВ

При изучении режима наносов и растворенных веществ измеряют мутность и ее изменение в пространстве и во времени, зерновой состав влекомых наносов и количество растворенных веществ.

Одним из методов определения мутности является отбор проб воды с последующим фильтрованием и измерением массы сухого осадка на фильтре. Могут измеряться мгновенные и осредненные по времени значения мутности, что обычно практикуется при срочных наблюдениях на речных гидрометрических станциях и постах. При научных исследованиях на море мгновенные значения мутности измеряют при взятии проб воды.

Для отбора проб воды с целью измерения мутности, содержания растворенных веществ и т. д. применяют специальные приборы — батометры. При измерении мгновенной мутности в реках используют батометр Н. Н. Жуковского, представляющий собой цилиндр с двумя крышками на пружинах. Батометр с открытыми крышками опускают в заданную точку потока и устанавливают горизонталь-

* На вертикальной оси отмечаются значения Q, на горизонтальной — значения H.

но и параллельно направлению течения. По команде наблюдателя крышки захлопывают и батометр извлекают из воды.

Для определения средней мутности в заданной точке потока используют батометры длительного наполнения: батометры-бутылки и вакуумные батометры. В первом случае это широкогорлые литровые бутылки, в пробку которых вставлены две трубки: одна — для забора воды, направленная навстречу течению, вторая — для отвода воздуха, изогнутая по течению.

Вакуумный батометр основан на принципе всасывания воды через заборный наконечник с помощью насоса. Наконечник прикрепляют к грузу и опускают в поток в заданную точку открытым концом навстречу течению. Через соединительную трубку вода поступает в вакуумную камеру, где поддерживается постоянный вакуум, обеспечивающий равенство скорости всасывания воды с местной скоростью течения. Объем камеры может быть 1,3 и 6 л. Взятую пробу можно фильтровать непосредственно из камеры, соединив ее с фильтровальной установкой и создавая в камере избыточное давление (не более 0,981 Па).

При измерении расхода взвешенных наносов берут пробы на мутность на скоростных вертикалях, единичные пробы для установления связи мутности единичной пробы со средней мутностью реки и пробы для определения зернового состава наносов. Пробы на мутность для определения расхода берут точечным, суммарным и интеграционным способами.

При точечном способе пробы отбирают в отдельных точках на скоростных вертикалях, причем число точек изменяется от 5 до 1 с уменьшением глубины на вертикалях.

При мутности реки менее 50 г/м^3 можно применить суммарный способ — пробы, взятые в двух точках на каждой вертикали (на $0{,}2d$ и $0{,}8d$), сливаются вместе и определяется средняя мутность. Если мутность реки менее 20 г/м^3, то пробы сливаются со всех точек живого сечения и определяется средняя мутность реки.

Интеграционный способ заключается в том, что проба воды забирается при равномерном перемещении батометра вниз и вверх по вертикали. При этом мутность осредняется по вертикали. Способ рекомендуется использовать при неустановившемся движении, когда требуется быстро определить мутность на вертикали. При мутности реки менее 20 г/м^3 пробы со всех вертикалей сливаются вместе и определяется средняя мутность реки.

Мутность (кг/м^3) проб вычисляют по формуле

$$S = m_{all}/V, \tag{6.14}$$

где m_{all} — масса наносов в пробе, кг; V — объем пробы, м^3.

Расход взвешенных наносов вычисляется по данным измерений мутности графическим или аналитическим способом.

При графическом способе строят эпюры мутности на вертикалях, вычисляют единичные расходы наносов в точках измерения мутности и скорости, строят эпюры единичных расходов наносов

и вычисляют элементарные расходы на вертикалях, по которым вычерчивают кривую изменения элементарных расходов наносов по ширине реки. Площадь между этой кривой и поверхностью воды численно определяет общий расход наносов R (кг/с).

Аналитический метод определения расхода применяют при измерении мутности в двух и в одной точке по вертикали; при измерении расхода в пяти точках аналитический метод дает меньшую точность, чем графический.

Сток взвешенных наносов находят либо исходя из зависимости средней мутности $\bar{S}$ от местной мутности S_i, либо исходя из зависимости расхода наносов R от расхода воды Q. В первом случае строят график $S_i=f_1(T)$ и сопоставляют с гидрографом $Q=f_2(T)$, где T — время. Точки с резким отклонением от общей закономерности $S_i=f_1(T)$ исключают. По графику $S_i=f_3(\bar{S})$ находят ежедневные $\bar{S}$ и $R=\bar{S}Q$ и строят график $R=f_4(T)$ — гидрограф взвешенных наносов. Площадь, ограниченная этой кривой, численно равна стоку взвешенных наносов W_{all} за определенный период времени.

Если связь $S=f_5(S_i)$ неоднозначна, то используют связь R и Q. Определив $R=f_6(Q)$ по ежедневным Q, находят ежедневные R и подсчитывают сток W_{all} аналогично расчету стока воды.

При измерении концентрации взвешенных наносов в морских условиях, а также в водохранилищах и озерах для отбора проб воды используют батометры мгновенного действия (см. ниже) и вакуумные батометры. Принципиальное отличие первых от вакуумных батометров, описанных выше, заключается в том, что заборный наконечник выполнен в виде двух горизонтальных пластин с зазором между ними. Это обусловлено знакопеременной скоростью движения жидкости при волнении. Кроме того, скорость всасывания принимается в 3...3,5 раза меньше скорости жидкости. Это объясняется инерционностью взвешенных частиц, что проявляется при их колебательном движении. Опыт работ по определению мутности воды при волнении показал, что осреднение пробы взвешенных насосов реализуется за время, равное примерно 100...120 средним периодам волнения. При этом работа с батометрами осложняется, особенно с батометрами мгновенного наполнения (большое число подъемов в одной точке).

Расход влекомых наносов в реке измеряют донными батометрами, которые представляют собой различной конструкции сетки или ящики с двумя открывающимися стенками, устанавливаемые на дне потока *. Расход донных наносов измеряют на тех же вертикалях, на которых определяют скорости и расход взвешенных наносов. В год производят не менее 10 измерений, большинство из них в период паводков и половодья.

* Точность измерения расхода донных наносов невысока, так как установленный на дно реки батометр, имеющий относительно большие размеры, изменяет поле скоростей в придонном слое и, следовательно, режим движения наносов.

При наличии на дне грядовых форм донные батометры следует устанавливать на верхнем (пологом) скате вблизи гребня гряды.

Батометры выдерживаются в потоке определенное время, затем извлекаются из потока. Массу наносов и элементарный расход наносов для каждой вертикали определяют по формуле

$$r_i = \frac{m_{all,i}}{Tl}, \qquad (6.15)$$

где $m_{all,i}$ — масса наносов, кг; T — время выдерживания батометра на дне, с; l — ширина входного отверстия батометра, м.

Полный расход донных наносов (кг/с) определяют по формуле

$$R = \frac{r_1}{2} b_0 + \frac{r_1 + r_2}{2} b_1 + \ldots + \frac{r_{n-1} + r_n}{2} b_{n-1} + \frac{r_n}{2} b_n, \qquad (6.16)$$

где r_i — элементарные расходы наносов на вертикали, кг/(м·с); $b_1, b_2, \ldots, b_{n-1}$ — расстояние между вертикалями; b_0, b_n — расстояние от крайних вертикалей до границ движения наносов (обычно вблизи уреза движения донных наносов не наблюдается).

Для вычисления стока наносов определяют связь между расходом донных наносов и расходом воды $R = f(Q)$ и по ежедневным расходам Q определяют ежедневные расходы R и подсчитывают сток наносов за определенный период времени, например за год.

Наиболее достоверное представление о расходе влекомых наносов в береговой зоне морей, озер и водохранилищ можно получить в результате систематических промеров и сопоставления между собой построенных профилей пляжа — надводного и подводного, рассматриваемых в хронологическом порядке.

Для измерения количества растворенных веществ в воде отбирают специальные пробы. В реках ввиду интенсивного турбулентного перемешивания растворенные вещества распределены по сечению реки достаточно равномерно. Поэтому пробы воды берут только с поверхности воды специальным мерным ведром, ополаскивая его 2...3 раза перед взятием пробы. В морях, озерах и водохранилищах пробы воды берут как с поверхности, так и с различных горизонтов. Для отбора проб воды в озерах, водохранилищах и в береговой зоне моря могут быть использованы батометр И. В. Молчанова (рис. 6.13) и опрокидывающийся морской батометр БМ-48 *, который получил наибольшее распространение в практике морских гидрометрических работ (рис. 6.14).

Пробы, отобранные в реке, отправляют в лабораторию, где проводят полный химический анализ воды. Определяют содержание катионов (Ca^+, Mg^{2+}, N^+, K^+) и анионов (HCO_3^-, SO_4^{2-}, Cl^-, NO_3^-, NO_2^-), сумму ионов и все виды щелочности.

---

* Кроме батометра БМ-48 используют в морской гидрометрии и батометры других типов.

Массу растворенных веществ (сухого остатка) в единице объема называют минерализацией воды α (кг/м³) и вычисляют по формуле

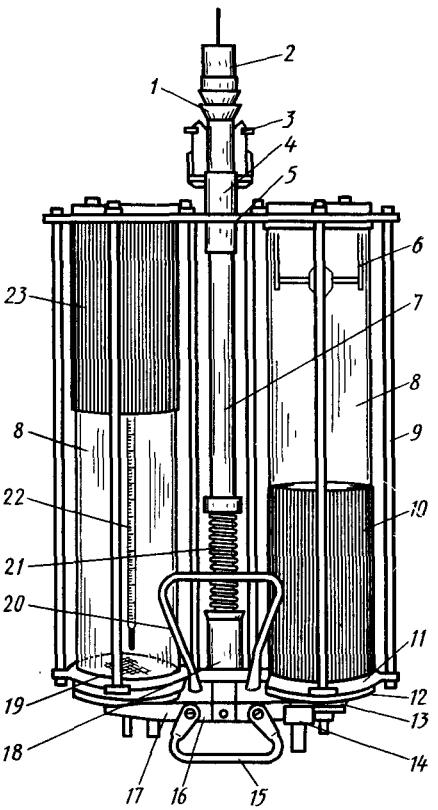
$$\alpha = m_{dr,r}/V, \tag{6.17}$$

где $m_{dr,r}$ — масса сухого остатка, кг; V — объем пробы, м³.

Расход растворенных веществ

$$Q_s = \alpha Q. \tag{6.18}$$

Ежедневные расходы растворенных веществ определяют по ежедневным расходам воды и значениям минерализации воды, вычис-



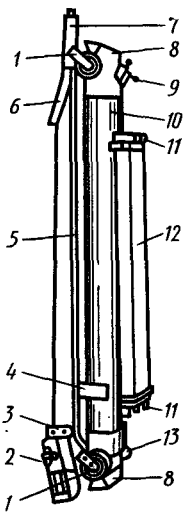


Рис. 6.13. Батометр И. В. Молчанова:

1 — втулки; *2* — головка; *3* — собачки; *4*, *16* — втулки; *5*, *11* — верхнее и нижнее основания; *6* — кронштейн; *7* — ось; *8* — цилиндр; *9* — стяжки; *10*, *23* — непрозрачные кольца; *12* — резиновые прокладки; *13* — металлические диски (крышки); *14* — краи; *15*, *20* — ручки; *16* — планка; *17* — коромысло; *19* — резиновое кольцо; *21* — пружина; *22* — термометр

Рис. 6.14. Батометр БМ-48:

1 — рычаг; *2* — зажимное устройство; *3* — сбрасывающее устройство; *4* — пластинка; *5* — шток; *6* — направляющая пластинка; *7* — спусковое устройство; *8* — крановые затворы; *9* — сливной кран; *10* — латунный цилиндр; *11* — угольник; *12* — оправа; *13* — воздушный клапан

ленным методом интерполяции. По ежедневным расходам находят средний годовой расход $Q_{s,j}$ растворенных веществ и их сток W_{rs} (кг/год) *:

$$W_{rs}=31{,}54\cdot 10^6 Q_{sj}. \qquad (6.19)$$

При необходимости таким же путем подсчитывают сток отдельных ионов. Количество растворенных неорганических веществ в морской воде (соленость) определяют по содержанию хлора титрованием, по плотности и электропроводности воды.

Метод титрования излагается в курсе химии, а также подробно в специальной литературе. В полевых условиях получили большее распространение два последних метода.

Для определения удельного веса морской воды используют ареометры постоянной массы. Сначала поисковым ареометром измеряют плотность для выбора рабочего ареометра из набора, затем температуру воды и только после этого приступают к измерению плотности рабочим ареометром. Отсчет производят с точностью до половины деления шкалы, т. е. до 0,00005. Затем производят второй отсчет по ареометру и снова измеряют температуру.

Вводятся инструментальные поправки в отсчеты по термометру и ареометру. Исправленные показания ареометра приводят к температуре 17,5°С. Зная плотность воды $\rho_{17,5}$, соленость воды определяют по таблицам.

Измерение электропроводности воды может быть осуществлено тремя способами: емкостным (при $S<1\%$), кондуктометрическим и индуктивным. Для измерения электропроводности индуктивным методом создан специальный прибор — солемер, который может использоваться как в лабораторных, так и в полевых условиях. Проба воды вакуумным насосом забирается в датчик — сосуд из органического стекла объемом 90 см^3, в котором установлены тороидальные трансформаторы, являющиеся чувствительными элементами для определения электропроводности воды. Датчик с пробой воды выдерживают определенное время вблизи солемера для выравнивания температур. Прибор перед началом измерений, тарируется. Точность определения солености солемером составляет 0,01...0,02%. По данным измерения солености на гидрологическом разрезе строят графики вертикального распределения и карты пространственного распределения для каждого горизонта наблюдений в отдельности, начиная с поверхности, в виде линий равной солености (изогалин).

6.7. НАБЛЮДЕНИЯ НАД ВОЛНЕНИЕМ

Наблюдения над волнением в береговой зоне ведут визуально, полуинструментально и инструментально. При визуальном наблюдении определяют состояние поверхности моря, типы и формы волнения. Состояние моря характеризуется в баллах по 9-балльной

* Имеется в виду ионный сток.

системе: от зеркально гладкой поверхности (0 баллов) до 9 баллов, когда вся поверхность моря покрыта плотным слоем пены, воздух насыщен водяной пылью и брызгами, видимость уменьшена.

Отмечают формы волнения — ветровое, зыбь (или мертвая зыбь) и смешанное с преобладанием зыби или ветрового волнения. Далее отмечают форму волнения — правильное (двухмерное), неправильное (трехмерное), толчея (стоячие волны), а также характер прибоя, ширину полосы прибоя, тип разрушения волн и т. д.

Силу волнения визуально определяют в баллах: от слабого волнения — 0 баллов, что соответствует примерно высоте волн 0... ...0,25 м до исключительно сильного — 9 баллов, что соответствует примерно высоте волн 11 м и более.

Для полуинструментального наблюдения над волнением с берега применяют волномерные рейки и вехи и в последнее время — перспектометр — волномер Иванова (ВБ-49). Волномерные рейки служат для определения высоты и периода волн (длину волны вычисляют по периоду) при глубине воды до 3...5 м. Рейки либо забивают в грунт, либо укрепляют на свае. Сечение рейки принимают круглым. На рейку наносят деления через 10 см, например, белой и черной (красной) красками. При глубинах, где установить рейки затруднительно, применяют вехи, представляющие собой шест длиной 8... 10 м, размеченный, так же как и рейки, делениями по 10 см, заделанный нижним концом к какой-либо плавучести (к бочке, кухтылям, спасательным кругам и др.) и закрепленный на трех мертвых якорях.

При наблюдении над высотой волн по рейкам и вехам отсчитывают деления в момент прохождения гребня и впадины, разность этих отсчетов дает высоту волны. Производят не менее десяти пар отсчетов и вычисляют среднюю высоту волны. Период волны определяют по секундомеру — находят время T прохождения мимо вехи 11 гребней волн и тогда период $T_h = 0{,}1\,T$.

При визуальном и полуинструментальном способах наблюдения за волнением направление распространения волн определяют по компасу.

Перспектометр-волномер выполнен в виде монокуляра (одна труба бинокля), закреплеиного на опорной части геодезического угломерного инструмента, снабженного специальной сеткой, помещенной перед окуляром (рис. 6.15). Эта сетка имеет две шкалы: шкалу дальности в середине поля зрения трубы и шкалу высот волн справа от нее. Кроме того, нанесены сходящиеся к горизонту линии, которые на плане (в натуре) представляют собой параллельные линии, проведенные через 5 м. На шкале дальности цена де-

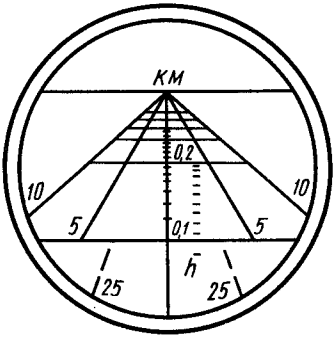


Рис. 6.15. Измерительнаи сетка волномера-перспектометра

ления в интервале 0,1...0,3 км составляет 10 м на поверхности моря; в интервале 0,3...0,5 км — 50 м; в интервале 0,5...1,0 км — 100 м; в интервале 1,0...2,0 км — 500 м. Каждое деление шкалы высот соответствует 0,5 м. Запись в верхней части поля зрения трубы говорит о том, что сетка нанесена при высоте оси монокуляра над уровнем моря, равной $H=10$ м. Если высота иная, например H_1, то вводится поправочный коэффициент $k=H_1/H$. Этот коэффициент не должен выходить из пределов $0{,}5\leqslant k\leqslant 2{,}0$. Например, если перспектометр установлен на высоте $H_1=15$ м и высоту волны определяют по сетке пятью делениями, то действительная высота волны будет равна $h=5\cdot 0{,}5\cdot 1{,}5=3{,}75$ м.

Волномер-перспектометр устанавливают на специальную подставку и опорными винтами выводят в горизонтальное положение, что контролируется по уровню. Нуль лимба и алидады совмещают и прибор с помощью буссоли ориентируется на север. После ориентации прибора лимб закрепляют крепежными винтами. После этого с помощью вертикальных крепежных винтов верхнюю горизонтальную риску совмещают с горизонтом.

В поле зрения перспектометра на якоре устанавливают волномерный буек. При вычислении высот волн шкала совмещается с волномерным буйком и определяется число делений, соответствующее полному размаху буйка при прохождении пяти наиболее крупных волн, по которым находят среднее значение.

При определении периода и длины волны труба волномера ориентируется так, чтобы волны шли на наблюдателя. Включив секундомер, когда один из гребней проходит через одну из горизонтальных линий шкалы дальности, отсчитывают 11 следующих один за одним гребней, после чего секундомер выключают. Период волны в этом случае определится как $T/10$. Переходный множитель k при вычислении периода не учитывается. При определении длины волны наблюдателю нужно установить, сколько делений по шкале дальности уложилось между двумя соседними гребнями волн. Например, если длина волны определяется на расстоянии 0,2...0,3 км от наблюдателя и оказалась равной четырем делениям шкалы, то длина волны в этом случае составит $4\cdot 10=40$ м. Измеряют длину нескольких волн (не менее пяти), по которым выводят среднее значение.

Направление движения волн определяют по лимбу (в градусах). Если волны движутся на наблюдателя, то направление дается непосредственным отсчетом по лимбу.

Наблюдения над волнением на береговых станциях и волномерных пунктах производят в сроки 03; 09; 15 и 21 ч по московскому времени. Наблюдательные пункты должны быть оборудованы устройствами для измерения направления и скорости ветра.

При инструментальном измерении параметров волнения используют различной конструкции волномеры, в подавляющем большинстве своем основанные на преобразовании изменения механических

величин в электрические сигналы, которые передаются на регистрирующую аппаратуру по кабелю или по радио.

Волномерные установки используют, как правило, при научных исследованиях для всех элементов волн: высоты, длины, периода и направления. Наиболее часто используются волномеры, основанные на постепенном замыкании контактов при прохождении гребня волны и размыкании при впадине (запись получается ступенчатой, волномер этого типа не требует тарировки); основанные на изменении сопротивления столба воды между двумя проводниками, двумя струнами или одной струной и самой вехой, и, наконец, емкостные волномеры, которые представляют собой одножильный кабель с изоляцией, что при изменяющемся уровне воды имитирует конденсатор переменной емкости.

6.8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ, ПЛОТНОСТИ, ПРОЗРАЧНОСТИ И ЦВЕТА ВОДЫ

Температуру воды в реках измеряют ежедневно в основные сроки — 8 и 20 ч в определенном месте, расположенном вблизи водомерного поста или в створе с глубиной не менее 0,3...0,5 м. Температура в месте измерения должна быть примерно равной средней температуре в реке. Для этого эпизодически измеряют температуру по ширине и длине участка реки в районе поста.

Для определения температуры поверхностного слоя воды в реках, а также в морях, озерах и водохранилищах (слой не более 1 м) используют водные термометры в оправе (рис. 6.16). Термометры на лине, прикрепленном к скобе оправы, опускают в воду таким образом, чтобы верхний конец оправы ушел в воду на 1 см, после этого термометр поднимают и выливают воду из стаканчика. Затем снова опускают термометр в воду и выдерживают в течение 3 мин. Вынув термометр из воды, производят отсчеты, встав спиной к солнцу так, чтобы термометр находился в тени. Отсчет ведут с точностью до 0,1°С немедленно после извлечения термометра из воды.

В водоемах, кроме того, измеряют температуру воды на заданных горизонтах, для чего используют батометр И. В. Молчанова и глубоководный опрокидывающийся батометр, имеющий два термометра: основной и вспомогательный, заключенные в стеклянные оболочки, предохраняющие их от давления воды на глубине (рис. 6.17).

При работе два глубоководных термометра вставляют в специальную оправу, крепящуюся к батометру. При этом цифры основного и опрокидывающегося термометров должны находиться в перевернутом положении и большой резервуар основного термометра — внизу. Основной термометр устроен таким образом, что при его опрокидывании столбик ртути оборвется в сужении, ртуть стечет в нижний малый резервуар и в часть капилляра и покажет воспринятую им температуру окружающей среды. Для исправления

показаний опрокидывающегося термометра на удлинение оборвавшегося столбика ртути служит вспомогательный термометр.

После опрокидывания и подъема батометра производят отсчеты по термометрам в такой последовательности: сначала по левому вспомогательному, затем по левому основному, после этого в том же порядке отсчитывают показания правых (вспомогательного и

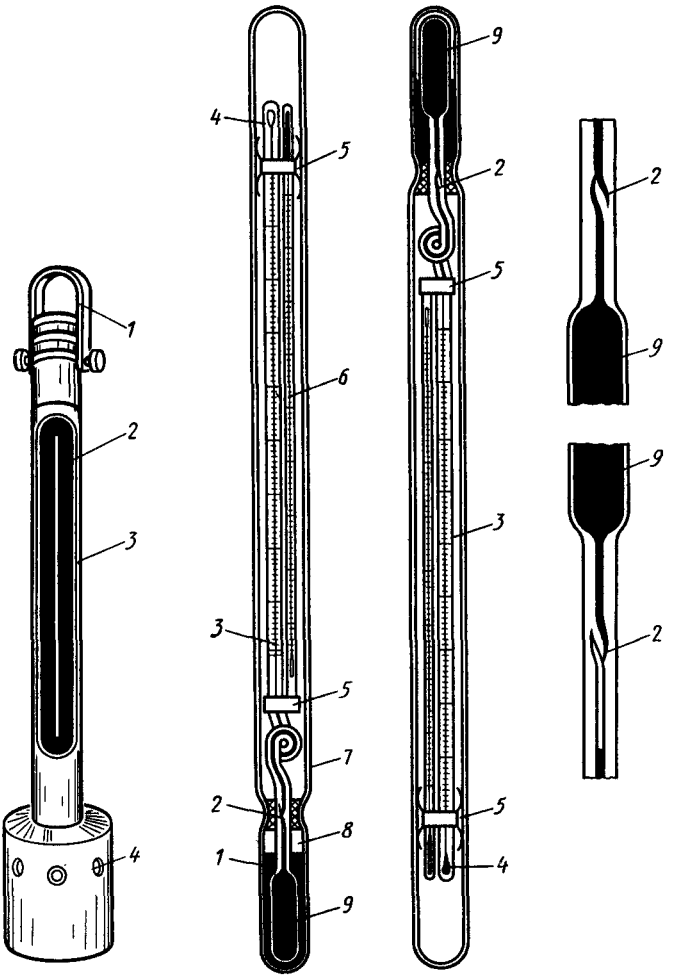


Рис. 6.16. Оправа к термометру для воды:
1 — скоба; *2* — внутренняя трубка; *3* — внешняя трубка; *4* — стакан

Рис. 6.17. Глубоководный опрокидывающийся термометр:
1 — ртуть; *2* — глухой отросток; *3* — основной термометр; *4* — верхнее расширение капилляра; *5* — металлнческне держатели; *6* — вспомогательный термометр; *7* — толстостенная стеклянная оправа; *8* — пробковая прокладка; *9* — большой резервуар с ртутью

основного) термометров. Расхождение показаний основных термометров не должно превышать 0,1°С, в противном случае наблюдения повторяют.

Обработка наблюдений за температурой воды поверхностного слоя заключается во введении инструментальных поправок, указанных в свидетельстве о поверке (аттестате). Поправки алгебраически прибавляются к отсчету.

Обработка результатов наблюдений за температурой воды, измеренной глубоководными термометрами, заключается во введении инструментальных поправок и в определении и введении в отсчет основного термометра редукционной поправки.

Температуру определяют как среднее арифметическое между исправленными показаниями левого и правого основных термометров. По полученным данным строят графики распределения температур по вертикали и горизонтали — линии равных температур (изотермы).

Плотность речной воды и воды пресных озер, как правило, не определяют. Плотность морской воды и воды соленых озер вычисляют по удельному весу. Численно плотность равна удельному весу и обозначается символом $S\frac{t}{4}$. Для удобства и сокращения записей вводится понятие условной плотности

$$\sigma_t = \left(S\frac{t}{4} - 1\right)1000. \qquad (6.20)$$

Иногда вместо плотности удобнее пользоваться удельным объемом, равным

$$\alpha\frac{t}{4} = \left(S\frac{t}{4}\right)^{-1}. \qquad (6.21)$$

Плотность и удельный объем морской воды, так же как и ее удельный вес, зависят от температуры и солености.

Для определения относительной прозрачности морской воды используют стандартный металлический диск диаметром 300 мм и толщиной 5 мм, выкрашенный белой краской.

Наблюдения проводят с теневой стороны судна. Предельная высота глаза наблюдателя над поверхностью воды 4...5 м. При определении относительной прозрачности морской воды диск медленно опускают в воду до полного исчезновения и отмечают глубину его погружения в этот момент. Опустив после этого диск глубже на 1... ...2 м и выждав некоторое время (5....6 с), диск медленно поднимают и в момент его появления снова отмечают глубину. Эту операцию проводят три раза подряд, причем результаты не должны отличаться более чем на 5%.

Для определения цвета морской воды применяют шкалу цветности, которая состоит из 22 запаянных стеклянных пробирок с цвет-

ными растворами разных оттенков, от чисто синего (I номер шкалы) до коричневого (XXI номер шкалы).

Цвет моря определяют на фоне белого диска, опущенного на глубину, равную половине величины относительной прозрачности воды, путем сопоставления цвета морской воды и цветов пробирок шкалы. Найденный цвет обозначают в журнале полевых работ номерами соответствующих пробирок. Если трудно отдать предпочтение двум смежным оттенкам, то ставят номера обеих пробирок.

6.9. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ЛЕДОВЫМ РЕЖИМОМ

Наблюдения за ледовой обстановкой на реках гидрологические станции и посты ведут ежедневно или один раз в 3...5 дней в зависимости от характера развития ледовой обстановки на участке реки протяженностью 0,2...2,0 км. При этом отмечаются условия и сроки образования и разрушения ледяного покрова, рост толщины льда, характер поверхности льда, наличие снега и его толщина, образование внутриводного льда и шуги.

Характер ледяного покрова, ледовая обстановка в целом, размеры заберегов и закраин, густоту ледохода в долях единицы α оценивают глазомерно.

Если лед идет не по всей ширине реки, то отмечается часть реки, занимаемая льдом, в долях единицы β и его густота в этой части. Произведение $k=\alpha\beta$ ($k<1{,}0$) называют коэффициентом ледохода, который дает суммарную оценку явления.

Толщину льда измеряют в лунках специальной ледоснегомерной рейкой.

Для определения расхода льда ($м^3/с$) во время ледохода может быть использована формула

$$Q_i = kh_i v_i B, \tag{6.22}$$

где k — коэффициент ледохода; h_i — толщина льдин, м, определенная как среднее по измерениям толщины 5...10 крупных льдин, вытолкнутых на берег; v_i — средняя скорость движения льдин, м/с, которая определяется как среднее арифметическое из скоростей отдельных льдин; B — ширина реки, м.

На морях наблюдения за ледовой обстановкой ведут со спутников, самолетов (вертолетов), судов и береговых пунктов. Все эти способы имеют свои достоинства и недостатки. Несмотря на широкие возможности первых трех способов, они не позволяют определить физические и механические свойства льда, что чрезвычайно важно для строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений. Поэтому наряду с развитием и совершенствованием этих способов наблюдения за ледовой обстановкой с берега являются необходимой составной частью комплексного наблюдения за ледовым режимом моря.

ГЛАВА 7

КОМПЛЕКСНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ

7.1. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ В НАРОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ

Сразу же после Великой Октябрьской социалистической революции перед молодой республикой наряду с другими государственными задачами встал вопрос о рациональном и эффективном использовании водных ресурсов страны. Уже в 1918 г. были выделены средства на строительство Свирских и Волховской гидроэлектростанций, на проведение оросительных работ в Туркестане. Как известно, в 1920 г. по инициативе В. И. Ленина был принят план ГОЭЛРО * — перспективный план электрификации страны. План составлялся из условия необходимости создания крупной промышленности. В плане ГОЭЛРО впервые предусматривались наряду со строительством гидроэлектростанций улучшение условий водного транспорта, снабжение промышленности и сельского хозяйства не только энергией, но и водой. Таким образом, планом ГОЭЛРО впервые предусматривалось комплексное использование водных ресурсов.

В настоящее время комплексное использование водных ресурсов, т. е. их использование для удовлетворения потребностей ряда отраслей народного хозяйства с учетом перспективы развития, осуществляется, как правило, при водохозяйственном строительстве на любом достаточно крупном водотоке. Плановое ведение хозяйства в нашей стране позволяет учитывать интересы всех водопотребителей и водопользователей. Планируя перспективное развитие народного хозяйства, государственные органы уделяют большое внимание водохозяйственным комплексам, понимая под этим социально-экономические и технологические мероприятия по использованию водных ресурсов в интересах планомерного развития участников этого комплекса. Участниками водохозяйственных комплексов являются водоснабжение, водоотведение, гидроэнергетика, гидротехническая мелиорация, водный транспорт и лесосплав, рыбное хозяйство, здравоохранение и водный туризм.

В современных условиях водохозяйственные комплексы проектируют и строят с учетом обеспечения потребности всех участников комплекса в воде в необходимом количестве и должного качества; охраны окружающей среды; гарантии надежности всех сооружений комплекса; обеспечения наиболее высокой экономической эффективности для всех участников. Однако удовлетворить запросы всех участников комплекса в ряде случаев представляется затруднительным, поскольку интересы участников могут противостоять друг другу. Например, интересы водного транспорта и сельского хо-

* Государственная комиссия по электрификации России.

зяйства требуют в одно и то же время максимальных изъятий воды из водохранилища соответственно на поддержание судоходных глубин в нижнем бьефе и интенсивный полив в вегетативный период; попуски для оводнения рыбных нерестилищ снижают выработку электроэнергии, осушение болот уменьшает водность реки.

При проектировании и строительстве водохозяйственных комплексов степень удовлетворения запросов их участников должна предусматриваться исходя из принципа приоритетности, как это трактуется в «Основах водного законодательства Союза ССР и союзных республик». Приоритет всегда предоставляется хозяйственно-питьевому водоснабжению; приоритет прочих видов использования воды определяется на основе технико-экономических расчетов; при этом на водных объектах, имеющих особо важное рыбохозяйственное значение, могут вводиться ограничения на прочие виды водопользования (кроме хозяйственно-питьевого).

В простейшем случае приоритетность определяется физико-географическими условиями региона. Так, если в регионе с севера на юг уменьшаются водные запасы и одновременно возрастает необходимость в орошении сельскохозяйственных угодий, то на севере региона в первую очередь следует удовлетворить запросы водоснабжения и гидроэнергетики, на юге — сельского хозяйства.

Указанные изменения в запасах водных ресурсов характерны для европейской части нашей страны. Но решить в этом случае задачу удовлетворения участников комплекса в воде с такой однозначностью, как указано в примере, не представляется возможным. Действительно, с продвижением с севера на юг в европейской части страны водные ресурсы уменьшаются, а потребность в воде для орошения увеличивается. Однако в данном случае на юге находятся крупные промышленные густонаселенные районы. Поэтому необходимо удовлетворить примерно в одинаковой степени основных участников водохозяйственных комплексов (водоснабжение населения и промышленности, гидроэнергетика, сельские хозяйства). Расчеты показывают, что потребление воды на ближайшую перспективу будет превышать водные ресурсы этого региона. В этом случае следует предусмотреть мероприятия по экономии воды: переход к другим источникам энергии, внедрение замкнутого цикла водооборота, повторного и последовательного использования воды рядом производств, новой технологии изготовления промышленной продукции с малым потреблением воды, строительство мощных очистных сооружений с использованием очищенной воды в промышленности.

За годы Советской власти построены крупные водохозяйственные комплексы, такие, как каскад гидроэлектростанций на Волге и Каме, Днепре и Дону, крупнейшие в мире ГЭС на Енисее и Ангаре, канал имени Москвы, Волго-Донской судоходный канал и др. При этом одновременно решались вопросы энергетики, водного транспорта, водоснабжения, орошения, рекреации.

На период до 2000 г. предусматривается широкая программа водохозяйственного строительства.

7.2. ВОДОСНАБЖЕНИЕ И ВОДООТВЕДЕНИЕ

Снабжение водой населения и промышленности, причем водой, отвечающей требованиям санитарных норм, является важнейшей народнохозяйственной задачей. Водопотребление и связанный с этим отвод сточных вод в последние годы быстро растут, и в перспективе эта тенденция сохраняется.

Если в 1970 г. общий объем воды, находившейся в хозяйственном использовании, составлял ~250 км³, а отбор свежей воды из источников для хозяйственных нужд был ~80 км³, то в 1984 г. эти объемы соответственно составили 511,5 и 323,8 км³. Из общего объема воды приходилось на сельское хозяйство ~160,1 км³ (31,5%), промышленность — 326,1 км³ (63,7%). Снабжение водой населения за последние годы по стране резко улучшилось; удельное водопотребление на хозяйственно-бытовые нужды в настоящее время в среднем составляет 300 л в сутки на человека. Однако в сельской местности эта цифра значительно ниже. На 1980 г. 90% городов и населенных пунктов имели централизованный водопровод, но ряд городов централизованно снабжается частично; некоторые предприятия, особенно мелкие и средние, которых в стране достаточно много, потребляют питьевую воду, т. е. на технические нужды используется вода высокого качества. На питьевые нужды 45% воды забирается из подземных источников, т. е. вода самого высокого качества, и расходование ее в промышленности и сельском хозяйстве недопустимо.

В перспективе на 1990 г. удельное водопотребление в сутки на человека возрастет в среднем по стране до 420 л. С учетом роста народонаселения объем забора свежей воды для хозяйственно-бытовых нужд увеличится примерно в 1,8 раза. В среднем этот объем составляет примерно 0,9% от природных ресурсов, т. е. невелик, но в результате неравномерного распределения населения и размещения промышленности по территории страны некоторые регионы испытывают определенные затруднения в снабжении водой населения и промышленности. В частности, это относится к южным районам европейской части страны. Для решения этой проблемы многое уже сделано: построен канал Северский Донец — Донбасс длиной 132 км и расходом 25 м³/с, канал Днепр — Кривой Рог длиной 76 км и расходом 35 м³/с. Строится крупный канал с забором воды из Днепра для снабжения Донбасса. В других районах страны, страдающих от недостатка воды (Южный Урал, Северный и Центральный Казахстан), построены водохранилища, каналы, в том числе такие крупные сооружения, как канал Иртыш — Караганда длиной 455 км и расходом 76 м³/с.

На нужды промышленности в 1980 г. потреблялось 180 км³, в том числе свежей воды из источников 47 км³ и в системе оборотного водоснабжения 133 км³, т. е. 70%, что на 20% больше, чем в 1965 г. Внедрение оборотного водоснабжения

позволяет уменьшить забор свежей воды, объем промышленного стока и тем самым улучшить состояние водотоков, снизив степень их загрязнения, и уменьшить затраты на охрану водоемов от загрязнения.

Безвозвратные потери в 1980 г. составили 4,1% от объема забираемой свежей воды. Опыт промышленных районов с широко развитой системой оборотного водоснабжения показывает, что в перспективе безвозвратные потери от объема свежей воды останутся на уровне 3,5...4%.

Особое место в водохозяйственных комплексах занимают тепловые и атомные электростанции, которые являются крупными потребителями воды — в 1980 г. потребление воды (суммарное) ТЭС составило 39% от общего потребления воды промышленностью. Здесь водооборотное водоснабжение ниже, чем в промышленности в целом, и составляет 54%. Несмотря на ряд принимаемых мер по снижению объема используемой воды на ТЭС, по прогнозу теплоэнергетика в обозримой перспективе будет расходовать воды в 1,7... ...2,2 раза больше, чем в настоящее время.

Водоотведение непосредственно связано с потреблением воды на хозяйственные нужды и нужды промышленности. Канализация населенных пунктов отстает от их водоснабжения; общая длина канализационных линий составляет примерно половину длины водопроводных сетей, ряд предприятий сбрасывают сточные воды в общекоммунальные сети, что ухудшает степень очистки сплавных сточных вод и ведет к загрязнению водоемов.

Анализ современного состояния и перспектив развития водоснабжения и водоотведения позволяет сформулировать основные задачи, решение которых необходимо в будущем: удовлетворение потребности в воде ряда промышленных районов на юге и в центре европейской части страны, на Урале и в Западной Сибири, в Закавказье и Средней Азии; сокращение потребления воды промышленными предприятиями за счет внедрения систем оборотного, повторного и последовательного использования воды; сокращение удельного водопотребления на единицу выпускаемой продукции за счет изменения технологических схем производства и перехода на воздушное охлаждение оборудования, снижение расхода воды на промывку за счет грамотной эксплуатации теплообменников, совершенствования технологического оборудования и др.

С ростом объема сточных вод возникает необходимость в широком строительстве очистных сооружений, повышении их производительности и степени очистки сточных вод, внедрении новых способов очистки и т. д. Встает вопрос об использовании очищенных сточных вод, например в сельском хозяйстве, извлечении из остатков полезных составляющих, использовании теплых сточных вод ТЭС для рыбного хозяйства.

7.3. ГИДРОЭНЕРГЕТИКА

Гидроэнергетика является составной частью электроэнергетики, которая в общем потреблении энергоресурсов составляет примерно 25%. Развитие электроэнергетики в последнее время происходит значительно быстрее, чем общее потребление энергоресурсов: удвоение выработки электроэнергии происходит за 10 лет, в то время как удвоение потребления всех энергоресурсов — за 20 лет. Опережающее развитие электроэнергетики является одной из основ научно-технической революции и важным условием ее реализации. Электрификация сегодня — стержень строительства экономики коммунистического общества, одно из важнейших направлений научно-технического прогресса. Развитие гидроэнергетики реализуется путем строительства гидроэлектростанций (ГЭС) и гидроаккумулирующих станций (ГАЭС). Важнейшей особенностью ГЭС является использование ими возобновляемого источника энергии — энергии рек (гидроэнергии). В Советском Союзе сосредоточено 12% мировых запасов гидроэнергии. Энергетический потенциал стока рек Советского Союза относительно уровня моря, или уровня базисов эрозии для замкнутых водоемов, составляет ~3900 млрд.

Таблица 7.1. **Распределение технического и экономического потенциалов гидроэнергетических ресурсов на территории СССР (по республикам)**

Союзная республика	Технический потенциал, млрд. кВт · ч	Экономический потенциал			Отношение экономического потенциала к валовому гидроэнергопотенциалу
		млрд. кВт · ч	% общесоюзного	тыс. кВт · ч/км²	
РСФСР	1670,0	852	77,8	50	0,30
Украинская	21,5	17	1,6	28	0,38
Белорусская	3,1	0,9	0,1	4	0,12
Узбекская	27,4	11,0	1,0	24	0,12
Казахская	61,9	27,0	2,4	10	0,14
Грузинская	67,9	32,0	2,9	458	0,20
Азербайджанская	16,0	7,0	0,6	81	0,16
Литовская	2,8	2,2	0,2	34	0,41
Молдавская	1,2	0,7	<0,1	21	0,33
Латвийская	4,0	3,9	0,4	61	0,54
Киргизская	72,9	48,0	4,4	242	0,34
Таджикская	143,6	85,0	7,7	592	0,28
Армянская	8,6	6,0	0,6	200	0,27
Туркменская	4,8	1,7	0,2	3,5	0,07
Эстонская	0,5	0,05	<0,1	1,1	0,04
СССР	2106,2	1095	100	49	0,28

кВт·ч/год. Для целей энергетики обычно рассматривают потенциал крупных и средних рек, который оценивается в ~3300 млрд. кВт·ч. При освоении энергии рек неизбежны потери на испарение с зеркала водохранилищ, инфильтрацию, на трение в каналах и трубопроводах, в механизмах и оборудовании, от неиспользования верхних участков рек. Суммарные потери составляют ~36%. Следовательно, может быть технически использовано 0,64·3300≃ ≃2100 млрд. кВт·ч (табл. 7.1). Эту величину называют техническим потенциалом гидроэнергетических ресурсов. Основной характеристикой гидроэнергетических ресурсов служит экономический потенциал гидроэнергетических ресурсов, т. е. та часть гидроэнергетических ресурсов, которая может быть реализована путем выработки электроэнергии на гидроэлектростанциях, целесообразность строительства которых обоснована расчетами как экономически эффективное мероприятие. Для Советского Союза экономический потенциал составляет 1095 млрд. кВт·ч, или 28% от валового гидроэнергетического потенциала. Эти возможности в Советском Союзе реализованы на 21%, т. е. освоено ~230 млрд. кВт·ч (1985 г.). Однако освоение гидроэнергетического потенциала по территории страны происходит неравномерно: значительно больший процент освоен в европейской части страны, где такие реки, как Волга, Кама, Дон, Днепр, почти полностью зарегулированы, и в значительно меньшей степени освоены гидроэнергоресурсы Сибири и Дальнего Востока. Сами ГЭС воду не потребляют и качество воды не изменяют, но для работы ГЭС и решения других водохозяйственных задач создаются водохранилища, аккумулирующие весьма значительные объемы воды (см. гл. 8). Наряду с положительным влиянием водохранилищ на режим реки с водохозяйственной точки зрения их создание влечет за собой и нежелательные последствия (см. ниже).

7.4. СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ ВОДНЫЕ МЕЛИОРАЦИИ

Сельскохозяйственные водные мелиорации (орошение, обводнение пастбищ и осушение) играют важную роль в цепи устойчивого наращивания продовольственного фонда страны. Аграрная политика КПСС является важнейшей составной частью экономической стратегии партии. Вопросам сельского хозяйства партия и правительство уделяют самое серьезное внимание. Особую роль сыграло решение майского (1982 г.) Пленума ЦК КПСС, на котором была принята Продовольственная программа страны на период до 1990 г. С 1966 по 1985 г. в сельское хозяйство было вложено около 740 млрд. руб.; были осуществлены мероприятия по повышению рентабельности сельского хозяйства. В результате этих усилий среднегодовое производство сельского хозяйства возросло с 83 млрд. руб. в седьмой пятилетке до 124 млрд. руб. в десятой пятилетке; в одиннадцатой пятилетке годовое производство сельского хозяйства достигло 135 млрд. руб (1983 г.). Однако, как отмечалось на октябрьском (1984 г.) Пленуме ЦК КПСС, этого еще недостаточно

для удовлетворения возросших потребностей населения нашей страны. XXVII съезд КПСС указал, что необходимо последовательно проводить намеченную Продовольственной программой СССР линию на полное удовлетворение потребностей страны в сельскохозяйственной продукции.

Сельское хозяйство Советского Союза ведется в неблагоприятных климатических условиях: более 60% пашни и около 70% всех сельскохозяйственных угодий находится в засушливых районах, значительная площадь сельскохозяйственных угодий расположена в переувлажненной зоне. Отсюда становится очевидной необходимость проведения гидромелиоративных работ для обеспечения вне зависимости от погодных условий получения стабильных урожаев сельскохозяйственных культур. В этом отношении, реализуя решения партии и правительства, сделано немало: с 1965 по 1984 г. площади орошаемых и осушенных земель увеличились с 17 млн. до 33 млн. га. Это очень высокие темпы. Производство продукции за указанный период возросло с 6 млрд. до 16 млрд. руб., т. е. более чем в 2,5 раза; удельный вес продукции с этих земель по отношению к общему объему продукции увеличился с 20 до 33%.

За период с 1966 по 1985 г. на цели мелиорации направлено 115 млрд. руб. капитальных вложений. За этот период построено 118 крупных водохранилищ с общим годовым объемом 12 млрд. м^3; протяженность оросительных сетей достигла более 700 тыс. км; построено 5 тыс. насосных станций, 1,5 млн. гидротехнических сооружений различного назначения; построены, реконструированы и находятся в стадии строительства десятки каналов: Каракумский, Северо-Крымский, Иртыш — Караганда — Джезказган, Днепр — Донбасс, Днепр — Кривой Рог, Большой Ставропольский, Саратовский, Куйбышевский, Каршинский, Аму-Бухарский и др. Для повышения водообеспечения орошаемого земледелия построены и строятся крупные комплексные гидроузлы — Нурекский, Андижанский, Токтогульский, Рогунский, Чиркейский, Шульбинский и др.

Рассмотрев вопрос о дальнейшем развитии сельского хозяйства на осушенных и орошаемых землях, октябрьский (1984 г.) Пленум ЦК КПСС принял долговременную программу мелиорации земель, определив по стране в целом увеличение мелиорированных земель к 2000 г. до 49...53 млн. га, в том числе орошаемых до 30..32 млн. га.

На осуществление этой программы выделяется 50,4 млрд. руб. Основные площади орошения находятся в бассейнах рек Волги, Амударьи, Сырдарьи и Куры, на Северном Кавказе, на Украине и в Молдавии. XXVII съезд КПСС принял решение продолжить реализацию долговременной программы мелиорации земель, определил конкретные объемы капиталовложений по видам работ (орошение, осушение, культурно-технические работы).

Общий забор воды на орошение оценивается в 1980 г. в 180 км^3, в 1983 г.— в 205 км^3, т. е. ежегодный прирост водопотребления в эти годы составил примерно 6,8 км^3. При этом на долю безвозвратного водопотребления в 1980 г. приходилось 130 км^3, т. е. 80%.

В эти цифры входят и потери на утечку воды при доставке ее от источника к потребителю, которые, например, в 1983 г. составили 43 км³, или 21% от общего объема забираемой из источников воды.

Экономия воды на орошение может быть получена при реконструкции старых оросительных систем, оборудовании оросительных систем современными дождевальными машинами, отказе от полива «по бороздам» и внедрении современной технологии полива, автоматизированных систем распределения и контроля воды, поступающей в оросительные системы. В то же время, по мнению ряда специалистов, следует развивать агролесомелиорации, шире внедрять почвозащитную и влагосберегающую агротехнику, рассмотреть возможность использования шахтных и дренажных вод, принять меры против потерь и утечки воды во всех звеньях народного хозяйства; перспективы рационального использования воды должны определяться необходимостью экономного использования водных ресурсов и их охраны от загрязнения.

Для западных районов Украины и Белоруссии, для республик Прибалтики большое хозяйственное значение имеет осушение переувлажненных земель. В этих районах находится практически основной массив земель, подлежащих осушению. Кроме того, требуют осушения земли в Грузинской ССР (Колхида), северо-западных районов РСФСР, Западной и Восточной Сибири, Дальнего Востока. В последнем случае мелиорирование земель осложняется частыми и сильными наводнениями в бассейне реки Амур.

Общая площадь осушенных земель в 1980 г. составляла 16,9 млн. га, в том числе под сельскохозяйственными угодьями 12,5 млн. га, в то время как общая площадь, пригодная после осушения к использованию, составляет примерно 70 млн. га.

Для успешного освоения переувлажненных земель целесообразно применять осушительные системы с двусторонним регулированием водного режима во избежание переосушения почвы в маловодные сезоны и годы; шире использовать местный сток, для чего надо создавать небольшие водохранилища и пруды, шире применять для осушения земель закрытый дренаж, который в наименьшей степени препятствует механизации сельского хозяйства.

При всех осушительных работах необходимо предусмотреть такой их уровень и осуществить такой комплекс мероприятий, чтобы не нарушить сложившиеся экосистемы в этих районах.

Сельскохозяйственное водоснабжение — снабжение водой населения, производственных предприятий, колхозов и совхозов — в последнее время получило значительное развитие: общий забор воды для этих целей составил в 1980 г. 12,2 км³, что дает удельное водопотребление на человека 31 л/сут. Однако это значительно меньше, чем в городах. Есть районы, которые пользуются привозной водой.

Для дальнейшего развития водоснабжения сельскохозяйственного производства удельное водопотребление в ближайшие годы должно быть увеличено в четыре раза; необходимо принять меры к обводнению всех пастбищ.

7.5. ВОДНЫЙ ТРАНСПОРТ И ЛЕСОСПЛАВ

За годы Советской власти внутренний водный транспорт претерпел существенные изменения. Увеличилась протяженность внутренних водных путей более чем в два раза. Построены ряд крупных транспортных каналов: Беломорско-Балтийский, имени Москвы, Волго-Донской, Волго-Балтийский. Построенные на Волге, Днепре, Дону гидроузлы обеспечили единые глубины на протяжении большей части рек порядка 3...3,25 м, что позволило эксплуатировать на внутренних водных путях современные крупнотоннажные суда и большегрузные толкаемые составы. Построенные судоходные каналы и ГЭС являются основными частями Единой водно-транспортной системы европейской части СССР.

Всего для водного транспорта используется 142 тыс. км искусственных путей, из которых 83,1 тыс. км имеют гарантированные глубины. В общем объеме перевозок всеми видами транспорта объем перевозок водным транспортом невелик, всего 4%, но в абсолютных цифрах грузооборот водного транспорта составляет 245 млрд. т и объем перевозок 568 млн. т. Водный транспорт играет существенную роль в перевозках по стране, особенно массовых грузов, которые не требуют повышенной скорости доставки и допускают сезонность перевозок.

В европейской части страны, где имеется широко развитая сеть железных и автомобильных дорог, водный транспорт играет меньшую роль, но в Сибири и на Дальнем Востоке водный транспорт является основным.

Дальнейшее развитие водного транспорта должно идти в направлении обеспечения гарантированных глубин 3,5...4,0 м, с тем чтобы можно было широко внедрять сквозные перевозки без перевалки груза на судах типа «река — море». Это позволит сократить время доставки грузов из глубинных районов страны в морские порты из определенных стран, прежде всего Балтийского бассейна, и снизить стоимость перевозок.

Для обеспечения сквозного движения по водным путям крупнотоннажных судов необходимо произвести реконструкцию существующих путей, в том числе и искусственных, и построить ряд транспорных гидроузлов, например в нижнем течении Дона, где уже строится Константиновский и готовится к строительству Богаевский.

Предусматривается строительство водно-транспортных сооружений на Волго-Балтийском судоходном канале, на Днепре, на Волге и Каме. В перспективе необходимо будет построить судоходные шлюзы на гидроузлах сибирских рек: Иркутском, Братском, Усть-Илимском и Саяно-Шушенском.

Развитие водного транспорта должно быть увязано с интересами других участников водохозяйственных комплексов. Необходимо: увязать интересы судоходства с интересами рыбного хозяйства; оценить с точки зрения народнохозяйственной эффективности судо-

ходные попуски в низовьях Волги, Днепра, Урала и других рек; обеспечить охрану водных ресурсов от загрязнения сбросами хозяйственно-фекальных вод, отработанных масел и других отходов; принять меры против разлива нефти и нефтепродуктов при бункеровке и их транспортировке.

Водным путем транспортируется большой объем леса, главным образом в плотах, кошелях и молем (россыпью); пока еще в меньшем объеме — на судах. Из общего объема вывозки леса 233 млн. м^3 (1975 г.) объем лесосплава составил 92 млн. м^3, или 39,5%. Это объясняется тем, что к лесосплавным рекам тяготеют лесные массивы объемом 16,4 млрд. м^3 товарного леса, главным образом в бассейнах рек Печоры, Северной Двины, Онеги, Мезени, Оби, Енисея, Лены, Амура. Сплав леса осуществляется более чем 2000 рек, 255 озерами и 17 крупными водохранилищами. Общая протяженность сплавных водных путей составляет 142 тыс. км.

Транспортировка леса в настоящее время производится в основном самосплавом. При этом водные пути, особенно малые реки, засоряются затонувшими бревнами, корой, сучьями и другими отходами лесной промышленности. Древесина, находясь в воде, выделяет смолистые вещества, изменяющие свойства воды. Загрязнение рек лесом особенно пагубно сказывается на рыбном хозяйстве, плавающая и полузатопленная древесина засоряет приемники ГЭС, представляет опасность для судов, особенно небольших. Наибольшее загрязнение рек лесными материалами происходит при молевом сплаве, поэтому следует ограничить этот вид транспортировки леса, а впоследствии вообще от него отказаться. Наиболее перспективным является транспортировка леса на судах. Это ускоряет доставку леса к месту потребления и полностью исключает загрязнение водных путей лесом. Этому может способствовать строительство мощных предприятий по переработке леса непосредственно в местах его заготовки.

7.6. РЫБНОЕ ХОЗЯЙСТВО

Рыбное хозяйство предъявляет высокие требования к водным ресурсам как в своевременном обводнении нерестилищ и мест нагула, так и особенно к их качеству.

Советский Союз обладает огромными возможностями внутренних водоемов для организации рыбного хозяйства: Каспийское, Азовское и Аральское моря, реки протяженностью ~500 тыс. км, озера площадью 24,4 млн. га, водохранилища площадью 5,6 млн. га, рыбоводные пруды площадью 350 тыс. га.

Во внутренних водоемах страны обитают самые разнообразные виды рыб, в том числе таких ценных пород, как осетровые, лососевые, сиговые, крупночастиковые и др.

Однако за последние годы вылов рыбы ценных пород значительно сократился, примерно в 2...2,5 раза. Произошли изменения в соотношении между океаническим уловом и уловом по внутрен-

ним водоемам. До 50-х годов больше половины всего улова в стране составлял улов во внутренних водоемах. За последние годы океанический улов увеличился примерно в 6 раз и в 1979 г. составил 8,0 млн. т. Валовой улов во внутренних водоемах остался на прежнем уровне — 1,0...1,1 млн. т, но составил уже только 11...12% от общего улова. При этом резко ухудшился его качественный состав. Причин такого положения с уловом на внутренних водоемах несколько: загрязнение водоемов и рек сточными водами коммунальных и промышленных предприятий, животноводческих ферм и стоком с сельскохозяйственных угодий; снижение уровня воды в Каспийском и Аральском морях вследствие маловодного периода в бассейнах этих морей соответственно в 1930—1940 и в 1960—1965 гг.; нарушение правил рыбной ловли; влияние гидротехнического строительства. Создание крупных водохранилищ в корне изменило весь режим реки, имевший место до строительства гидроузла: выше плотин затапливаются нерестилища, изменяются глубины и температура воды, появляется цветение воды; ниже плотины при заполнении весной водохранилищ обсыхают нерестилища и мелководья и приходится давать специальные попуски воды. Следует в то же время отметить, что водохранилища гидроэлектростанций являются источником промысла рыбы и дают ~70,0 тыс. т рыбы, что в несколько раз больше, чем давали те же участки реки до строительства водохранилища. При этом надо иметь в виду, что для развития молоди условия в водохранилищах зачастую неблагоприятны и поэтому для эффективного использования водохранилищ необходимо развивать строительство рыбозаводов, нерестовыростных и нагульных хозяйств.

При заборе воды из источников для снабжения водой населенных пунктов и промышленных предприятий и для нужд орошения происходит большая потеря молоди ввиду отсутствия на этих сооружениях в большинстве случаев рыбозащитных и рыбозаградительных устройств.

Для успешного решения проблемы рыбного хозяйства необходимо осуществить ряд мероприятий. Прежде всего необходимо прекратить загрязнение водоемов и рек. Дело это трудное, дорогое, но возможное, примером тому может служить р. Москва.

Необходимо восстановить рыбохозяйственное значение Каспийского и Азовского морей. Сейчас уровень Каспийского моря повышается и против минимального положения к 1985 г. поднялся на 1,14 м, что улучшает условия существования и воспроизводства стада рыб в северной части. В Азовском море для достижения указанной цели необходимо сохранить уровень на прежней отметке и снизить повысившуюся за последние годы соленость воды до 10... ...11‰. Задача эта весьма сложная. В Азовском море уровень моря может быть поддержан увеличением стока р. Дон за счет переброски воды из Волги. Более серьезная проблема — поддержание солености на уровне 10...11‰, так как в связи с уменьшением стока рек Дона и Кубани из-за их зарегулирования через Керченский пролив

поступают более соленые (17,5‰) воды из Черного моря и соленость Азовского моря повысилась до 12...13‰. Имеются предложения построить для регулирования водообмена между Азовским и Черным морями плотину в Керченском проливе, которая преградила бы путь соленым водам Черного моря в Азовское. В техническом отношении сооружение такой плотины не вызывает затруднений. Однако остается неясным вопрос о загрязнении Азовского моря. Со стоком рек Дона и Кубани в Азовское море выносится и будет выноситься значительное количество ядохомикатов с сельскохозяйственных угодий. При затрудненном водообмене через Керченский пролив появляется возможность аккумуляции этих веществ в бассейне Азовского моря, что может привести к его загрязнению. Поэтому вся эта проблема требует внимания и осторожности. Необходимы реконструкция старых и строительство новых рыбопропускных сооружений, благоприятные условия для размножения ценных рыб в низовьях рек за счет попусков воды, строительства ввододелителей, как, например, в верхней части дельты Волги.

Одно из наиболее перспективных направлений повышения улова рыбы на внутренних водоемах — это создание прудового хозяйства рыбоводных заводов, рыбопитомников. В связи с этим рыбное хозяйство становится значительным водопотреблением, что должно быть учтено при составлении водохозяйственных балансов.

7.7. ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ БАЛАНСЫ

С ростом населения и развитием народного хозяйства в целом и его отдельных отраслей потребность в воде неуклонно возрастает, и в настоящее время стоит задача удовлетворить как можно полнее запросы многочисленных участников водохозяйственных комплексов. В современных условиях эта задача может быть успешно решена путем планирования водопотребления водных ресурсов для каждого региона, области, реки с учетом предотвращения их истощения и дальнейшего загрязнения. Источники водных ресурсов и участники водохозяйственных комплексов образуют единую водохозяйственную систему, которая в первом приближении определяется как целостное межотраслевое технолого-пространственное образование, состоящее из множества элементов, связанных единством предмета — водой, обеспечивающее рациональные условия, предназначенные для воспроизводства, подготовки, использования и применения воды с целью удовлетворения хозяйственных, социально-биологических, эстетических нужд общества и сохранения природных ресурсов, в том числе и водных.

Водохозяйственная система состоит из двух подсистем: обеспечивающей, которая обеспечивает водопотребление, охрану водных ресурсов от истощения и загрязнения и защиту от вредных воздействий воды, и потребляющей, состоящей из отраслевых водопотребителей. Структура водохозяйственной системы предопределяет задачу, которая должна быть решена при составлении водохозяйст-

венных балансов: определить возможность удовлетворения запросов водопотребителей при определенных гидрологических условиях в пределах того или иного района и в случае необходимости указать пути решения этой задачи. Следовательно, водохозяйственный баланс — это сопоставление водных ресурсов с потребностью в воде. Водохозяйственные балансы являются основой планирования мероприятий по использованию и охране водных ресурсов, а также основой планирования водопотребителей.

Для этого необходимо определить запасы водных ресурсов данного региона и их качество, установить число и характер водопотребителей, их запросы в количественном и качественном отношении, оценить объемы воды, которые могут быть представлены водопотребителям в естественных условиях и при регулировании стока, определить объем воды в речной системе района, который может быть использован за его пределами, установить необходимость и объем переброски стока из других районов. Во избежание неправильной оценки соотношения между водными ресурсами и водопотреблением водохозяйственные балансы следует сопоставлять по ряду створов в местах крупных водозаборов или сбросов воды, а также на границе экономических районов.

При составлении водохозяйственных балансов необходимо задаться определенной водностью источников в многолетнем разрезе, что оценивается расчетной обеспеченностью p. Под этим понимается вероятное число лет в процентах от общего числа в пределах всего расчетного периода, когда гарантированные водоотдачи будут полностью обеспечены. Определение расчетной обеспеченности является ответственной и сложной задачей, при решении которой необходимо оценить ущербы различных предприятий по отраслям народного хозяйства при разных уровнях сокращения подачи воды (см. гл. 8).

При составлении водохозяйственных балансов рассматривают его приходные и расходные составляющие. Приходная часть водохозяйственного баланса (или водные ресурсы рассматриваемого района) представляется в виде суммы составляющих: поверхностного и подземного стока, формирующегося в пределах рассматриваемого района, W_{fl}; естественного поверхностного и подземного стока из соседних районов и поступления возвратных вод с вышележащих территорий W_{ret}, т. е. вод, поступающих в источник из канализационных (после очистки) и дренажных устройств, а также путем фильтрации; объемов воды, перебрасываемых из других районов, W_{tr}. К расходным составляющим относятся количество воды, отводимое из источника, или общий объем воды, потребляемый различными водопотребителями (полное водопотребление), W_{dem}; сток воды в реке, определяемый объемом специальных попусков из водохранилища, т. е. регулируемой отдачи воды из верхнего бьефа в нижний для обеспечения необходимых расхода и уровня воды в реке ниже водохранилища, W_{san}; санитарные попуски, осуществляемые с целью сохранения экологического равновесия территории,

прилегающей к нижнему бьефу, и полного обеспечения потребностей в воде населения и предприятий, расположенных на реке ниже гидроузла; природоохранные попуски для обеспечения разбавления и доведения до допустимых кондиций загрязнений, поступающих в реку, и сохранения естественной жизни реки (предотвращения промерзания реки зимой, обеспечения в период открытого русла скоростей течения не меньше 0,2...0,3 м/с и т. п.); энергетические попуски для выработки запланированного количества электроэнергии на ГЭС; транспортные попуски для обеспечения судоходных глубин на участках рек, используемых в качестве транспортных магистралей; рыбохозяйственные попуски для обводнения нерестилищ, хода производителей на нерест, скатывания молоди и нагула взрослых рыб; комплексный попуск по реке, продолжительность, расход и время года, которого определяется требованиями указанных водопотребителей; требуемый минимальный объем стока реки, который должен поддерживаться в маловодный год, $W_{\min}$; потери воды на испарение, а также утилизация воды в процессе производства, т. е. воды, вошедшей в состав промышленной и сельскохозяйственной продукции (безвозвратное водопотребление), W_{los}.

Планируя использование водных ресурсов какого-либо района, следует учесть регулирование стока водохранилищами, расположенными в этом районе, что дает дополнительный объем воды $\pm\Delta W_{reg}$ (см. гл. 8). Уравнение водохозяйственного баланса имеет вид

$$W_{fe}+W_{ret}+W_{tr}-W_{dem}-W_{san}-W_{\min}-W_{los}\pm\Delta W_{reg}=\pm\Delta W. \quad (7.1)$$

В уравнении (7.1) следует принимать ΔW_{reg} при сработке водохранилища и $-\Delta W_{reg}$ при его наполнении.

Результирующая часть водохозяйственного баланса положительная $(+\Delta W)$; это говорит о том, что дефицита воды нет. В противном случае $(-\Delta W)$ налицо дефицит водных ресурсов, в связи с чем следует принимать соответствующие меры: уменьшать водопотребление различными водопотребителями, например, путем перехода промышленных предприятий на оборотное водоснабжение; заменять гидроэлектростанции тепловыми и гидроаккумулирующими станциями; использовать вместо водного транспорта сухопутный и т. д.

При незначительном превышении годового стока над потреблением рассматривают изменение водохозяйственного баланса по месяцам, иногда и по декадам, с тем чтобы определить мероприятия, необходимые для обеспечения водопотребления, предотвратить истощение и загрязнение источника.

При реальном проектировании составляющие водохозяйственных балансов берутся нарастающим итогом с верховья до устья, при этом, переходя от створа к створу, следует брать суммарный сток и суммарное потребление.

Колебания стока в многолетнем, годовом разрезах и сезонная неравномерность заставляют составлять водохозяйственные балан-

сы для ряда расчетных периодов. Если потребители имеют различные расчетные обеспеченности, то расчет выполняется в нескольких вариантах для каждой обеспеченности, т. е. каждый раз принимается год соответствующей обеспеченности. При этом если расчет выполнялся для года с обеспеченностью p_0, то потребители с обеспеченностью $p<p_0$ будут удовлетворяться по урезанным нормам или иметь перебои в снабжении водой. При этом могут возникнуть различные ситуации: избыток воды достаточен для удовлетворения водопользователей по всем месяцам всех расчетных лет; в этом случае мероприятий по регулированию стока не требуется; по месяцам наблюдаются перебои или не хватает воды для водопользователей, но по средним расходам расчетных лет баланс увязывается — требуется сезонное регулирование; баланс увязывается только для среднего по водности года, степень использования стока среднего года не более 0,85...0,90; в этом случае требуется либо многолетнее регулирование, либо переброска стока из других бассейнов — принимается наиболее оптимальный вариант.

В соответствии с планами развития народного хозяйства может быть жестко задано водопотребление и по составу и по размещению водопотребителей и водопользователей по источникам или по каким-либо соображениям размещение водопотребителей может быть задано примерно и их местоположение относительно источников питания может быть изменено в направлении более легкого решения задачи водоснабжения.

В первом случае при составлении перспективных водных балансов (текущее распределение воды и размещение конкретных водопользователей) при дефиците воды вводятся ограничения для менее ответственных отраслей хозяйства (приоритетный подход). При составлении перспективных водохозяйственных балансов (крупные водохозяйственные мероприятия в бассейне, решение вопросов технической политики в области водного хозяйства, общие принципы размещения водоемких потребителей по бассейну реки в республике, стране) при дефиците воды намечаются мероприятия по регулированию стока или его переброске из многоводных бассейнов. Во втором случае(потребители закрепляются не жестко) при составлении оперативных балансов при дефиците воды рассматривается возможность размещения потребителей в бассейнах рек. При составлении перспективных балансов, когда решается задача оптимального размещения производительных сил, рассматривается ряд вариантов размещения и выбирается оптимальный.

ГЛАВА 8

РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕЧНОГО СТОКА

8.1. ЗАДАЧИ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

Регулированием речного стока называют искусственное перераспределение стока во времени в соответствии с требованиями водопотребления, выражающееся в увеличении или уменьшении стока в отдельные периоды времени по сравнению с естественным бытовым режимом.

Необходимость воздействия на естественный режим стока в целях наиболее полного и рационального использования водных ресурсов вызвана неравномерным распределением водных ресурсов на территории СССР, стока в пределах года (по сезонам) и стока по годам (многоводные и маловодные годы).

Естественный режим стока в большинстве случаев не совпадает с требованиями ряда отраслей народного хозяйства, возникающими при использовании водотоков. Целесообразно направленное изменение режима водных объектов для достижения бесперебойного и надежного обеспечения водой населения, промышленности и сельского хозяйства достигается регулированием речного стока. Преобразование гидрологического режима водотоков осуществляется с помощью искусственных водоемов (водохранилищ), сооружение которых способствует решению комплекса водохозяйственных задач: коммунального и промышленного водоснабжения, орошения и обводнения, гидроэнергетики, водного транспорта, лесосплава, рыболовства, борьбы с наводнениями и селями.

Первыми попытками регулирования стока в России в отдаленном прошлом явилось сооружение запруд и небольших водоемов для водоснабжения, орошения, сплава леса, помола зерна на мельничных установках, водопоя скота и т. д. Активное воздействие человека на режим природных вод применительно к своим потребностям определяется развитием производительных сил, отражающих технический уровень гидротехнических мероприятий в различные эпохи. Бурный рост промышленности в России уже в эпоху Петра I привел к созданию крупных водохранилищ для работы металлургических, металлообрабатывающих и горнорудных предприятий, использующих довольно совершенные для того времени водно-силовые установки. В дореволюционной России талантливыми русскими инженерами В. Ф. Добротворским, Р. Э. Классоном и Г. О. Графтио были разработаны проекты гидроэлектростанций на ряде рек, но строительство их так и не было осуществлено. Наибольших масштабов использование водных ресурсов, гидротехническое строительство и регулирование стока достигли в эпоху построения социализма в СССР. Осуществлены величайшие гидротехнические стройки на Волге, Днепре, Каме, Ангаре, Куре, Сырдарье, Амударье, Оби и т. д. Массовый характер в современ-

ных условиях приняло строительство водохранилищ для водоснабжения, орошения, тепловых электростанций и гидроэлектростанций на средних и малых реках.

В настоящее время создание водохранилищ в целях рационального использования водных ресурсов имеет исключительно важное значение для решения многих народнохозяйственных проблем. Водохранилища играют большую роль в расширенном воспроизводстве водных ресурсов для получения энергии (гидравлические, тепловые и атомные электростанции), выполнения продовольственной программы (орошение и обводнение земель, осушение болот и заболоченных земель, защита плодородных земель от затопления, рыбоводство), улучшения коммунального и бытового водоснабжения населения (рекреационные мероприятия, хозяйственно-питьевое водоснабжение, создание условий для лечения, отдыха и туризма) и т. д.

Необходимость в научном и водохозяйственном обосновании гидротехнических мероприятий привела к созданию новой научной дисциплины — теории регулирования и использования речного стока, которая начала формироваться в основном в XX в. Значительную роль в развитии теории регулирования речного стока сыграли работы русских и советских ученых. Если в первоначальный период развития теория регулирования являлась описательной дисциплиной, то в трудах М. В. Потапова, С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля, А. Д. Саваренского, В. А. Бахтиарова, Я. Ф. Плешкова, Н. А. Картвелишвили, Г. Г. Сванидзе, Д. Я. Ратковича и других ученых получили развитие теоретические основы регулирования стока, применение новых методов в практических расчетах, сделаны широкие научные обобщения.

Регулирование стока стало самостоятельной научной дисциплиной, служащей целям подчинения водной стихии многообразным потребностям народного хозяйства.

Основными разделами и задачами теории регулирования стока являются: гидрологические расчеты, выполняемые при проектировании водохранилищ для определения основных гидрологических характеристик водного объекта, а также их изменения при регулировании стока; водохозяйственные расчеты по определению основных размеров водохранилища, обеспечивающих получение наиболее выгодного водохозяйственного эффекта в соответствии с требованиями на воду и к режиму регулирования со стороны водопотребителей и водопользователей; использование водных ресурсов, т. е. разработка правил регулирования стока в соответствии с правилами эксплуатации водохранилища.

Кроме этих основных задач в теории регулирования стока и его использования большое внимание уделяется анализу сопутствующих явлений, вызываемых нарушением естественного режима реки при сооружении водохранилищ. К ним относятся потери воды на фильтрацию и испарение, отложение наносов и заиление водо-

хранилищ, изменение уровенного и ледового режимов, при этом особое внимание уделяется изменению качества воды в водохранилище с течением времени.

8.2. ВИДЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

Виды регулирования стока определяются задачами, характером и составом водопотребителей и водопользователей.

Регулирование речного стока, выполняемое с помощью водохранилищ для перераспределения естественного речного притока в соответствии с интересами народного хозяйства, решает две основные задачи: повышение стока в многолетнем разрезе или трансформирование внутригодового стока для надежного обеспечения водопотребителей и водопользователей; уменьшение максимальных расходов половодий и паводков для устранения наводнений на участке реки ниже гидроузла для сокращения размеров и удешевления водосбросных сооружений. Аналогичную задачу решают и водохранилища, предназначенные для борьбы с селевыми потоками.

В практике зачастую требуется создание водохранилищ, решающих обе названные, иногда оказывающиеся противоречивыми, задачи. В этом случае преимущество отдается главной водохозяйственной задаче, а вторая задача решается частично и с учетом соблюдения условий по основной водохозяйственной задаче.

Необходимость регулирования для повышения стока, так называемого регулирования низкого стока, выявляется из сравнения потребных расходов воды и минимальных среднесуточных расходов речного стока за многолетний период. Если первые меньше вторых по тем месяцам года, в которых производится водопотребление, то необходимость регулирования стока отпадает. Если расходы водопотребления превышают минимальные существующие расходы речного стока, то выявляется потребность регулирования. Установив потребность регулирования, находят его продолжительность, сравнивая водопотребление и сток в маловодье за сутки, неделю, сезон, год, многолетие и т. д. Регулирование низкого стока выполняется путем временного задержания и накопления в водохранилище избытков стока над потреблением (в многоводные периоды), которые затем используются (срабатываются) во время маловодья, когда приток меньше потребления.

По длительности различают следующие виды регулирования низкого стока: суточное, недельное, сезонное (или годовое) и многолетнее.

Суточное регулирование стока состоит в перераспределении сравнительно равномерного в течение суток притока в соответствии с изменяющимися потребностями различных потребителей. В часы малого водопотребления вода аккумулируется в емкостях, а затем расходуется из них в часы повышенного по-

требления. При этом виде регулирования наполнение и сработка уровня воды в водохранилище происходит в течение одних суток.

Для определения объема водохранилища неравномерное суточное водопотребление q_u сопоставляется со средним расходом водопотребления за сутки $q_{u\,ср}$ (рис. 8.1). В часы, когда $q_{u\,ср} > q_u$, водохранилище заполняется, а когда $q_{u\,ср} < q_u$, водохранилище срабатывается.

Суточное регулирование стока наиболее широко используют для удовлетворения запросов водоснабжения, гидроэнергетики, судоходства и орошения. При осуществлении суточного регулирования пропускную способность водозаборного сооружения, насосной станции, водоводов (каналов и трубопроводов) рассчитывают на средний расход водопотребления, что позволяет значительно уменьшить стоимость этих сооружений. В случае отсутствия суточного регулирования эти сооружения пришлось бы рассчитывать

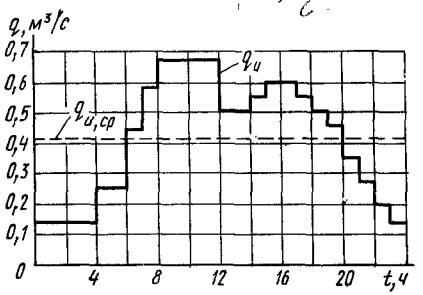


Рис. 8.1. Суточное регулирование стока

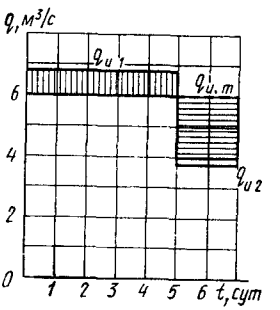


Рис. 8.2. Недельное регулирование стока

на максимальный часовой расход и неравномерную подачу воды в водозаборную сеть. Кроме того, суточное регулирование обеспечивает потребности большего числа водопотребителей в сравнении с естественным режимом водотока. В гидроэнергетике наличие бассейнов суточного регулирования дает возможность дополнительного использования объема воды в деривационном канале, заключенной между уровнями, соответствующими максимальному и минимальному расходам ГЭС, и таким образом способствовать увеличению выработки электроэнергии. Однако значительные колебания уровня в нижнем бьефе ГЭС, сопровождающие суточное регулирование, оказывают отрицательное воздействие на условия судоходства, рыбное хозяйство, работу водозаборных сооружений предприятий и оросительных систем.

Недельное регулирование осуществляется для обеспечения неравномерного потребления воды, вызываемого наличием двух выходных дней в неделю на большинстве предприятий. В связи с понижением водопотребления в нерабочие дни наличие

аккумулирующей емкости (водохранилища) позволяет повысить отпуск воды в рабочие дни недели.

Если суточное потребление воды в рабочие дни q_{u1}, а в нерабочие — q_{u2} (рис. 8.2), то при продолжительности недели $n=7$ сут, в числе которых два выходных дня, общее потребление воды (м³) за неделю составит

$$\sum_{i=1}^{i=7} q_u=(5q_{u1}+2q_{u2})86\,400. \tag{8.1}$$

Среднее водопотребление за неделю можно определить по формуле

$$q_{m,u}=\sum_{i=1}^{i=7} q_u/7=(5q_{u1}+2q_{u2})/7. \tag{8.2}$$

Разница расходов в нерабочие дни равна $(q_{m,u}-q_{u2})$. Тогда объем водохранилища недельного регулирования (м³) равен избытку стока в два выходных дня:

$$V_{week}=2(q_{m,u}-q_{u2})86\,400. \tag{8.3}$$

Подставив значение $q_{m,u}$ (8.2) в (8.3), находим необходимый объем водохранилища недельного регулирования (м³):

$$V_{week}=2(q_{u1}-q_{u2})5n^{-1}\cdot 86\,400. \tag{8.4}$$

Общая продолжительность одного цикла колебаний уровня (наполнение и сработка) при этом виде регулирования равна неделе.

Наиболее часто недельное регулирование стока применяют для промышленного водоснабжения и энергетики, для которых выходные и праздничные дни характеризуются резким сокращением потребления энергии и воды. Наряду с этим в навигационный период в эти дни возникает потребность в дополнительных объемах воды на шлюзование в связи с большим числом пассажирских и туристских судов.

Сезонное (или годовое) регулирование заключается в перераспределении стока W из многоводных сезонов на маловодные внутри года. При этом водопотребление u_{year} каждого года удовлетворяется стоком этого же года. Такое регулирование обусловлено внутригодовой неравномерностью стока (рис. 8.3).

Водохранилище наполняется в период наибольшего притока, приуроченного к весенним и летне-осенним половодьям и паводкам, в периоды межени водохранилище срабатывается.

В том случае, когда гарантированный объем водопотребления $u_{p\%}$ равен обеспеченному объему годового стока $W_{p\%}$, имеет место полное годовое регулирование. Недостатки воды в маловодные сезоны компенсируются избытками воды в многоводные сезоны. В многоводные годы, когда сток больше по объему обеспеченного годового стока, избытки воды сбрасываются в нижний бьеф водохранилища; в маловодные годы, когда сток меньше расчетного

водопотребления, возникают дефициты отдачи (водопотребления). При неполном годовом регулировании стока гарантированный объем отдачи меньше годового объема стока расчетной обеспеченности. После наполнения водохранилища в этом случае излишки стока сбрасываются в нижний бьеф.

Объем водохранилища при сезонном регулировании определяется сопоставлением гидрографов расчетного стока и внутригодового распределения потребления (методику расчетов см. ниже).

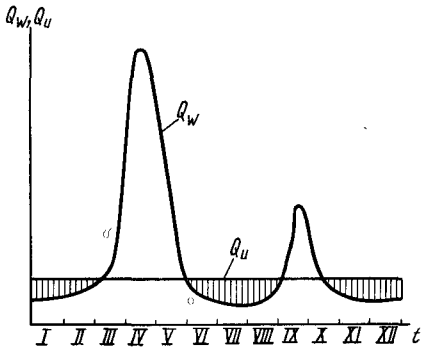


Рис. 8.3. Сезонное регулирование стока

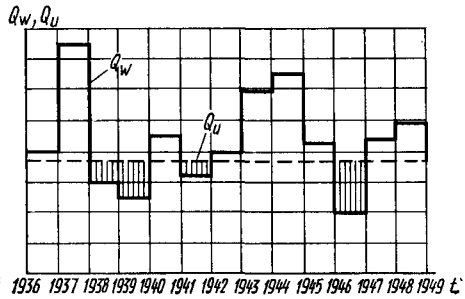


Рис. 8.4. Многолетнее регулирование стока

Сезонное регулирование является наиболее распространенным и применяется практически для удовлетворения запросов различных участников водохозяйственного комплекса.

Многолетнее регулирование стока имеет целью выравнивание стока в течение длительного многолетнего периода (рис. 8.4). С помощью водохранилища производят перераспределение части стока из многоводных лет на маловодные. В отличие от сезонного регулирования, в котором цикл работы (наполнение и сработка) осуществляется за один год, при многолетнем регулировании этот цикл длится несколько лет. Недостаток стока за маловодные n-летия покрывается за счет накопления воды в многоводные годы, предшествующие маловодью.

Многолетнее регулирование является наиболее совершенным в сравнении с другими рассмотренными видами регулирования и в наилучшей степени отвечает задачам комплексного использования водных ресурсов. Этот вид регулирования требует гораздо больших объемов водохранилищ, так как он выполняет задачи и сезонного, и многолетнего регулирования стока одновременно.

Существующее в настоящее время деление видов регулирования на сезонное или многолетнее в соответствии с периодом сработки водохранилища является несколько условным. По мнению С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля, все случаи регулирования стока можно считать многолетними, если ориентироваться на крайне

редко наблюдавшиеся амплитуды колебаний стока. Действительно, возможно такое распределение стока в году, при не очень глубоком сезонном (см. ниже) регулировании, на постоянный расход отдачи, при котором объем водохранилища не будет полностью сработан в межень или не заполнится в период одного половодья, что свойственно многолетнему регулированию. Напротив, при многолетнем регулировании, хотя и не очень глубоком, возможны случаи полной сработки водохранилища за одну очень маловодную межень с заполнением емкости в ближайшее половодье, что свойственно сезонному регулированию.

Заключение о виде регулирования может быть сделано лишь применительно к известному ходу стока в конкретный период. В практических целях критерием для определения вида регулирования принимают соотношение между отдачей U_{br} и годовым стоком $W_{p\%}$ расчетной обеспеченности: при $U_{br} < W_{p\%}$ регулирование считается сезонным; при $U_{br} > W_{p\%}$ — многолетним. Теоретическим пределом обеспеченного водопотребления при многолетнем регулировании стока является $U_{br} = W_0$. Однако равенство $U_{br} = W_0$ требует бесконечного объема водохранилища и практически при многолетнем регулировании U_{br} не превышает 95% от нормы стока W_0. Методика расчетов многолетнего регулирования излагается ниже.

К специальному виду регулирования относят краткосрочное непериодическое регулирование стока, выполняемое в тех случаях, когда график потребления воды некоторыми водопотребителями не является определенным. Такое регулирование осуществляется в виде краткосрочных непериодических попусков воды из водохранилища для поддержания расходов или уровней воды на нижерасположенном участке реки в соответствии с требованиями водопользователей. В частности, это относится к лесосплаву, судоходству, рыбному хозяйству, орошению, а также к удовлетворению санитарных требований и т. д. Попуски воды сопряжены с потерей значительных объемов воды и поэтому не всегда бывают достаточно эффективными. В современных условиях стремятся к полному использованию речного стока, стараясь исключить частые сбросы воды из водохранилища, снижающие его экономическую эффективность.

В последнее время получили развитие новые виды регулирования стока: каскадное и компенсирующее.

При каскадном регулировании водохранилища размещают на одной реке последовательно в виде ступеней. Примером такого вида регулирования служит каскад сооружений, построенных на Волге, Днепре, Оби. Условия работы водохранилищ, составляющих каскад, отличаются от условий изолированных водохранилищ и определяются их сложным взаимодействием. При каскадном регулировании создаются благоприятные условия для более полного перераспределения и использования естественного стока в интересах водохозяйственных комплексов.

При компенсирующем регулировании водохранилища проектируют для обеспечения покрытия дефицита стока с незарегулированного участка реки путем попуска воды из водохранилища, расположенного выше какого-либо сооружения, например водозабора. В этом случае водохранилище должно учитывать нерегулируемый промежуточный приток, поступающий в реку ниже водохранилища, для получения необходимого режима расходов в пункте водозабора.

8.3. ХАРАКТЕРНЫЕ ОБЪЕМЫ И УРОВНИ ВОДОХРАНИЛИЩА

Объем водохранилища устанавливают в результате водохозяйственного расчета, определяющего принятые в проектной практике составные части объема водохранилища — мертвый и полезный объем (рис. 8.5).

Мертвый объем V_{DZL} соответствует части объема водохранилища, которая для регулирования стока не используется и не срабатывается в нормальных условиях эксплуатации. Уровень водной поверхности в водохранилище, соответствующий мертвому объему, называют уровнем мертвого объема (*DZL*).

Для учета изменяющихся условий работы сооружений в будущем (за пределами сроков планирования) мертвый объем часто

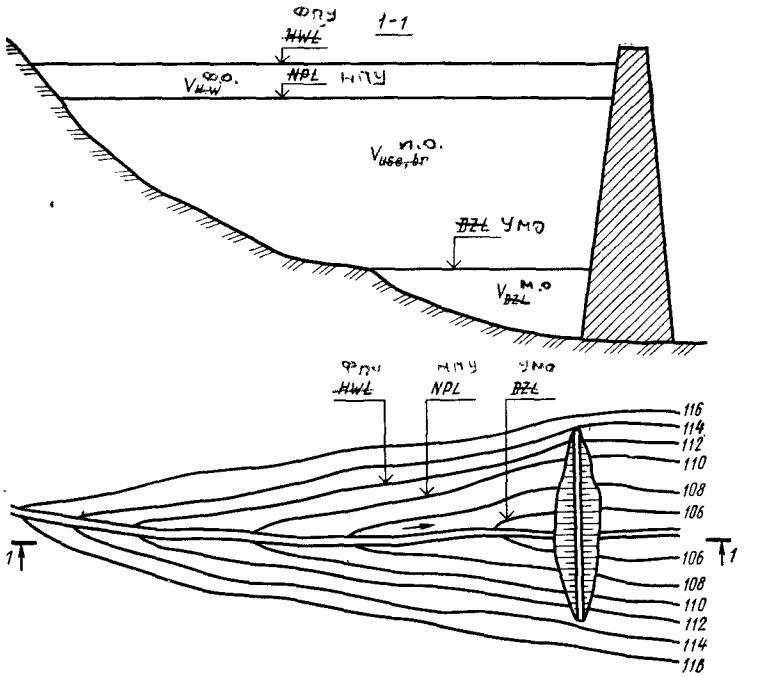


Рис. 8.5. План и схематический продольный профиль водохранилища

делят на две части. В исключительных случаях верхняя часть мертвого объема может быть несколько сработана (или опорожнена, что предусматривается устройством донных водосбросных отверстий). Нижняя часть мертвого объема, ограниченная сверху порогом водосбросных отверстий, никогда не срабатывается и не опоражнивается.

Сработка уровня в водохранилище до уровня мертвого объема связана со степенью регулирования и режимом стока. При сезонном регулировании стока сработка до уровня мертвого объема или близких ему происходит практически ежегодно. При многолетнем регулировании понижение уровня до отметки *DZL* бывает сравнительно редко — только в конце целого периода маловодных лет.

При определении мертвого объема основным фактором обычно считают отложение наносов, а также учитывают ряд условий, соответствующих требованиям участников водохозяйственного комплекса. На реках, транспортирующих большое количество наносов, мертвый объем необходим для аккумуляции твердого стока, чтобы предотвратить уменьшение полезного объема в течение расчетного срока эксплуатации водохранилища, продолжительность которого для промышленного и питьевого водоснабжения принимают от 25 до 50 лет.

При энергетическом использовании водотока уровень *DZL* водохранилища определяется допустимым, сравнительно небольшим снижением напора, при котором обеспечивается максимальная выработка электроэнергии; мертвый объем при этом значительно превышает объем, потребный по условиям заиления.

При транспортном использовании водохранилища уровень *DZL* определяют как наинизший навигационный уровень, обеспечивающий необходимые судоходные глубины.

В водохранилищах коммунально-промышленного водоснабжения и рыбного хозяйства назначение отметки *DZL* связано прежде всего с вопросами обеспечения санитарно-технических требований и необходимого качества воды, забираемой из водохранилища. Отметка *DZL* должна обеспечить достаточные глубины в водоеме при летних его уровнях (не менее 2,5 м) во избежание прогревания воды, зарастания водохранилища и т. д.

При коммунальном и промышленном водоснабжении, обслуживании ТЭС и АЭС назначение отметки *DZL* диктуется условием нормальной бесперебойной работы водозаборных сооружений при минимальных уровнях воды.

При использовании водохранилища для самотечного орошения отметка *DZL* назначается с таким расчетом, чтобы обеспечить при сработке водохранилища до отметки *DZL* поступление воды на поля.

Полезный объем $V_{use,\,br}$ (призма регулирования) — основной объем водохранилища, систематически используемый для перераспределения притока в водохранилище в соответствии с ре-

жимом водоподачи. Он расположен над отметкой *DZL* и ограничен сверху нормальным подпорным уровнем *NPL*. Отметка *NPL* является наивысшим уровнем, на длительное стояние которого рассчитаны подпорные сооружения и береговое хозяйство в нормальных условиях эксплуатации гидротехнических сооружений.

При отметке *NPL* в водохранилище размещается его полный объем, равный сумме полезного и мертвого объемов:

$$V_{full}=V_{NPL}=V_{use,br}+V_{DZL}. \tag{8.5}$$

Полезный объем водохранилища определяют путем сопоставления расчетного стока и суммарного водопотребления из водохранилища. Методика определения его параметров в зависимости от назначения водохранилища и вида регулирования стока приведена ниже.

Полезный объем водохранилища является определяющим при назначении отметки нормального подпорного уровня. Применительно к отметке *NPL* выполняют расчет габаритов и размещения гидротехнических сооружений, обеспечивающих работу водохранилища, устанавливают экономические показатели регулирования стока, определяют ущерб, наносимый народному хозяйству в связи с затоплением земель и построек, переработкой берегов и т. д. Выбор окончательной отметки *NPL* определяют путем технико-экономического сопоставления различных вариантов отметок *NPL*, на основе которого устанавливают оптимальные размеры водохранилища.

В чрезвычайных условиях эксплуатации гидротехнических сооружений допускается в течение непродолжительного времени переполнение водохранилищ выше отметки *NPL* до так называемого форсированного подпорного уровня *HWL*. Объем водохранилища, расположенный между отметками *NPL* и *HWL*, называют форсированным. Его используют для срезки расчетных максимальных расходов воды в период половодья и паводков с целью уменьшения габаритов водосбросных сооружений. Форсированные уровни связаны с максимальными расходами воды расчетной обеспеченности. В обычной практике форсированные уровни превышают отметку *NPL* на 20...70 см. При пропуске очень редких расходов, расчетная повторяемость которых в среднем составляет 1 раз в 1000 лет ($P=0{,}1\%$) или 1 раз в 10 000 лет ($P=0{,}01\%$), форсировка достигает высоты 1...3 м. При сходе высоких вод, проходящих через водохранилище, форсированная емкость незамедлительно опорожняется. Величина и продолжительность форсировки уровня в водохранилище должны быть экономически обоснованы, так как неоправданное превышение отметки *NPL* оказывает неблагоприятное воздействие на объекты народного хозяйства, находящиеся в зоне влияния водохранилища, увеличивая затопление и подтопление территории и нанося дополнительный ущерб сельскому хозяйству.

Сооружение водохранилищ приводит к изменению режима водотока не только выше подпорного сооружения, но и в нижнем его бьефе, поэтому при водохозяйственном проектировании нормируют также расходы и уровни воды в нижнем бьефе водохранилища.

При пропуске половодья и паводков ниже водохранилища ограничивают максимальный уровень, чтобы предотвратить наводнение. Однако в этот период предусматривается поступление в нижний бьеф расходов воды, обеспечивающих и поддерживающих в течение определенного времени затопление заливных пойменных лугов и рыбных нерестилищ.

При промышленно-питьевом и оросительном водоснабжении из водохранилищ поддерживают нормированные минимальные суточные уровни, при которых обеспечиваются необходимое качество воды и нормальные условия работы водозаборных сооружений.

При сельскохозяйственном, транспортном использовании водохранилищ, а также для рыбного хозяйства предусматривают сглаживание амплитуды и частоты колебания уровня в нижнем бьефе водохранилищ путем ограничения внутрисуточных колебаний уровня и удельных сбросных расходов. Это мероприятие благоприятно сказывается и на снижении интенсивности русловых процессов, изменении термического и ледового режима ниже плотины.

Основные параметры водохранилища и сооружений гидроузла должны быть технически и экономически обоснованы. Водохозяйственные расчеты для установления оптимальных размеров водохранилища выполняют на основе сопоставления народнохозяйственного эффекта регулирования стока с капиталовложениями на строительство гидротехнических сооружений и сопутствующие мероприятия (дренаж, обвалование и т. п.), со стоимостью инженерной подготовки территории, возмещением ущерба от затопления и подтопления, переноса и строительства производственных объектов, жилых домов, переселением населения и т. д. Наряду с удовлетворением специфических особенностей основного водопользователя должны быть рассмотрены и обоснованы возможности комплексного использования и охраны водных ресурсов, социологические и экологические аспекты регулирования стока, а также возможные изменения водохозяйственного режима и перспективное расширение функций водохранилища.

Режим работы водохранилища означает последовательное использование его запасов, сопровождающееся сработкой уровня в водохранилище, и восполнение водных запасов, обусловливающее наполнение водохранилища. При этом изменению уровня воды в водохранилище H или глубины d в нем соответствует изменение площади водной поверхности Ω и объема воды V. Кривую $\Omega=\Omega(H)$ или $\Omega=\Omega(d)$ называют кривой площадей водной поверхности водохранилища, кривую $V=V(H)$ или $V=V(d)$ — кривой объемов водохранилища. Обе эти кривые называют *батиграфиче-*

скими характеристиками водохранилища и наносят обычно на один график (рис. 8.6).

При допущении горизонтальности уровня воды в водохранилище (в этом случае отметки горизонталей местности зоны затопления совпадают с отметками уровней воды в створе плотины) кривую объемов $V=V(H)$ называют статической. Если же объем водохранилища определен с учетом подпора по кривой свободной поверхности в водохранилище, то ее называют динамической.

Кривую площадей водохранилища получают на основе обработки крупномасштабных (1:10 000; 1:25 000; 1:50 000) топографических карт в предположении горизонтальности водной поверхности водохранилища, соответствующей различным уровням воды в нем. Начиная от отметки горизонтали, принятой за нулевую плоскость, проводят снизу вверх планиметрирование площадей, заключенных между отдельными горизонталями и створом плотины. С повышением уровня площади зеркала увеличиваются и кривая $\Omega=\Omega(H)$, построенная в прямоугольных координатах (рис. 8.6), представляет собой ломаную линию с перегибами в точках, соответствующих шагу изменения уровня. Характер перегибов определяют рельефом затопленной части речной долины.

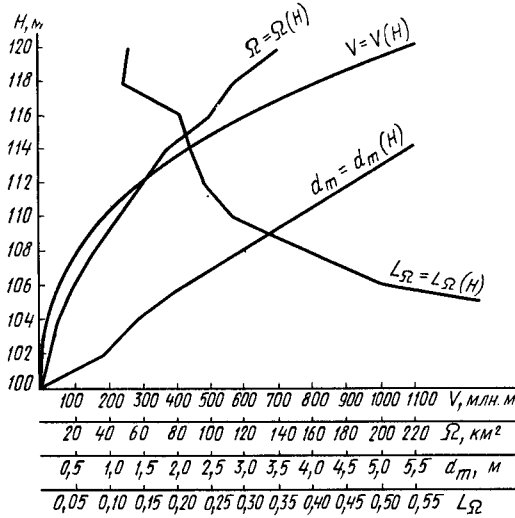


Рис. 8.6. Батиграфические характеристики водохранилища

Элементарные объемы воды, заключенные между смежными по высоте горизонталями, находят по упрощенной формуле

$$\Delta V=0{,}5(\Omega_i+\Omega_{i+1})\Delta H_{i,i+1} \tag{8.6}$$

или по формуле усеченной пирамиды

$$\Delta V=0{,}33(\Omega_i+\Omega_{i+1}+\sqrt{\Omega_i\Omega_{i+1}})\Delta H_{i,i+1}, \tag{8.7}$$

где Ω_i и Ω_{i+1} — площади водной поверхности, соответствующие уровням H_i и H_{i+1}; $\Delta H_{i,i+1}=H_{i+1}-H_i$ — приращение уровня.

Объем первого от дна или от нулевой горизонтали слоя находят по формуле усеченного параболоида

$$\Delta V_1=0{,}66\Omega_1\Delta H_1. \tag{8.8}$$

При конечном приращении уровня воды ΔH полный статический объем водохранилища до какой-либо отметки H получают суммированием элементарных объемов от нижней (нулевой) горизонтали до данной отметки H:

$$V_H = \sum_{H_0}^{H} \Delta V_i. \tag{8.9}$$

Статическая кривая объемов $V = V(H)$ имеет вид плавной кривой параболического типа.

На крупных слабопроточных водохранилищах с незначительными уклонами водной поверхности пользуются статическими объемами водохранилищ. В отдельных случаях, например в периоды подъема и спада паводочных волн, правильнее учитывать динамические объемы. При этом применяют способы построения кривых свободной поверхности, излагаемые в курсе гидравлики.

К важным характеристикам водохранилища относят также среднюю глубину, которую используют, в частности, для оценки прогреваемости водоема:

$$d_{m,i} = V_{H_i}/\Omega_i, \tag{8.10}$$

и критерий площади литорали * (мелководья)

$$L_{\Omega_i} = \Omega_{L_i}/\Omega_{H_i}, \tag{8.11}$$

где Ω_{H_i} и V_{H_i} — площадь водной поверхности и объем воды при уровне H_i; Ω_{Li} — площадь литорали, соответствующая уровню H_i.

Приближенно площадь литорали определяют вычитанием из площади водной поверхности водохранилища при отметке уровня H_i площади при отметке на 2 м ниже этого уровня (H_i—2).

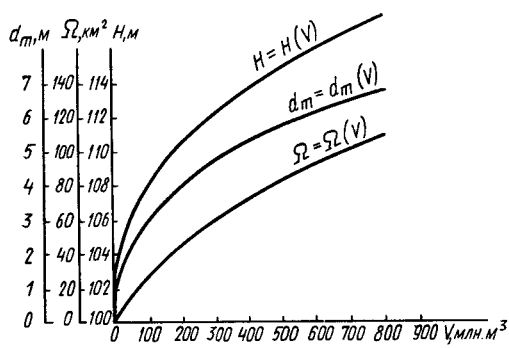


Рис. 8.7. Объемные характеристики водохранилища

Кривые средней глубины и критерия площади литорали в функции от отметок уровня совмещают с батиграфическими характеристиками водохранилища (рис. 8.6). Угол наклона кривой $d_m = d_m(H)$ к оси абсцисс, характеризующий интенсивность изменения d_m от H в зависимости от рельефа затапливаемой котловины, мо-

* Литорали — часть береговой области озерной котловины от зоны заплеска волн при максимальном подъеме уровня до глубины проникновения света.

жет увеличиваться или уменьшаться. Критерий площади литорали L_Ω меняется от 1 при $d_{m,i}=2$ м до значения, стремящегося к нулю с увеличением уровня.

Для практических целей иногда строят кривые зависимости уровня H, площади водной поверхности Ω и средней глубины d_m в функции от объема водохранилища V; их называют *объемными характеристиками* (рис. 8.7):

$$H=H(V),\ \Omega=\Omega(V)\ \text{и}\ d_m=d_m(V).$$

Пример вычисления координат основных батиграфических характеристик приведен в табл. 8.1.

Таблица 8.1. **К построению батиграфических характеристик водохранилища и зависимости $d_m=d_m(V)$**

Отметка уровня воды H, м	Площадь водной поверхности, км²		Разность отметок ΔH, м	Объем, млн. м³		Средняя глубина d_m, м	Литораль	
	Ω_H	Ω_m		ΔV	V_H		площадь Ω_L, км²	критерий L_Ω
100*	0	0,90	2	1,80	0	—	—	—
102	1,8	5,40	2	10,80	1,80	1,0	1,8	1,0
104	9,0	14,25	2	28,50	12,60	1,40	7,2	0,8
106	19,5	25,70	2	51,40	41,10	2,11	10,5	0,539
108	31,9	38,35	2	76,70	92,50	2,90	12,4	0,389
110	44,8	51,95	2	103,90	169,20	3,78	12,9	0,288
112	59,1	67,05	2	134,10	273,10	4,62	14,3	0,242
114	75,0	85,25	2	170,50	407,20	5,43	15,9	0,222
116	95,5	104,60	2	209,20	577,70	6,05	20,5	0,215
118	113,7	127,85	2	255,70	786,90	6,92	18,2	0,160
120	142,0	—	—	—	1042,60	7,34	28,3	0,182

* Отметка дна.

Морфологические характеристики чаши водохранилища могут изменяться с течением времени вследствие заиления водохранилищ, переработки берегов и других причин, поэтому все вышеназванные зависимости нуждаются в периодическом уточнении.

8.4. ПОТЕРИ ВОДЫ ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩА

Создание водохранилища вносит изменение в водный баланс территории вследствие затопления и подтопления ее части, подпора и повышения уровня грунтовых вод. Результатом этих изменений являются дополнительные потери воды, учет которых необходим для правильного определения объема водохранилища и составления баланса водных ресурсов при регулировании стока.

Основными видами потерь являются испарение с водной поверхности и фильтрация. Дополнительно учитываются временные по-

тери на льдообразование и пополнение запасов подземных вод в начальный период эксплуатации водохранилищ.

Потери на испарение являются следствием замены некоторой части суши водосбора водным зеркалом в результате создания водохранилища. До возведения сооружения сток с затопляемой части территории был равен $y=x-z_l$. В новых условиях сток с этой же части территории будет иным: $y=x-z_w$, где x — слой осадков, мм; z_l и z_w — слои испарения соответственно с суши и с водной поверхности, мм.

Изменение объема стока до и после создания водохранилища определяется дополнительными потерями на испарение $z_s=z_w-z_l$.

Разность z_s в северных и северо-западных районах СССР, а также в условиях Украины при создании водохранилищ на заболоченных пространствах может быть и отрицательной, в таких случаях потери на испарение приравниваются к нулю. Для южных районов СССР разность z_s положительна и может достигать значительной величины.

Высоты слоев испарения с водной поверхности z_w и с суши z_l определяются соответственно в зависимости от размеров водохранилища и имеющихся материалов метеорологических наблюдений. При отсутствии помесячных характеристик метеорологических элементов среднемноголетнюю высоту слоя испарения с водной поверхности определяют по карте (см. рис. 4.5). Среднемноголетнее испарение с суши рассчитывают по уравнению водного баланса. Дополнительные потери на испарение z_s вычисляют за период открытого русла, и в первом приближении их можно распределять пропорционально средним месячным температурам воздуха и дефициту влажности. Для большей части территории СССР можно считать, что в июне — сентябре испаряется по 20% годового слоя, в мае и октябре — по 10%.

В водохозяйственных расчетах дополнительные потери воды на испарение с водной поверхности определяют умножением высоты месячного слоя дополнительного испарения z_s на площадь водохранилища, соответствующую среднему за этот месяц уровню воды H.

Потери воды на фильтрацию происходят через дно и борта водохранилища, тело плотины, основание и в обход плотины, а также через неплотности затворов водопропускных и транспортных сооружений гидроузла и неработающих турбин (затворы, шлюзные ворота, направляющие аппараты турбин и др.). Фильтрационные потери через тело, основание и в обход плотины и утечки через уплотнения затворов относительно невелики. Современная гидротехническая практика позволяет свести их к минимуму с помощью противофильтрационных устройств (понуров, экранов, ядер, диафрагм, современных уплотнений затворов). Методы расчета этого вида потерь рассматриваются в разделе «Гидротехнические сооружения».

Потери воды на фильтрацию через дно и борта водохранилища в большей мере определяются напором и гидрогеологическим строением створа плотины и чаши водохранилища. При одних и тех же гидрогеологических условиях и конструкциях плотин потери на фильтрацию увеличиваются с повышением уровня воды в водохранилище и площади его ложа.

Наиболее значительная фильтрация из водохранилища наблюдается в первый год работы водохранилища, что объясняется затратой больших количеств воды на насыщение грунта, образующего чашу водохранилища. С течением времени фильтрация уменьшается (в 2...3 раза и более) в результате кольматажа дна и бортов чаши илистыми и глинистыми частицами и затем остается постоянной вследствие стабилизации уровня и режима грунтовых вод в зоне влияния водохранилища.

В результате сложности и недостаточной изученности явления фильтрации расчет потерь на фильтрацию представляет большие затруднения. При предварительных расчетах значение фильтрации определяют по аналогии с существующими водохранилищами, находящимися в сходных гидрогеологических условиях. При отсутст-

Таблица 8.2. **Норма потерь на фильтрацию из водохранилища (по Я. Ф. Плешкову)**

Гидрогеологические условия	Слой потерь на фильтрацию за год, см	Норма потерь, %, от среднего объема водохранилища	
		за год	за месяц
Хорошие	0 . . . 50	5 . . . 10	0,5 . . . 1
Средние	50 . . . 100	10 . . . 20	1 . . . 1,5
Плохие	100 . . . 200	20 . . . 40	1,5 . . . 3

вии аналогов используют нормативные данные в виде слоя воды с поверхности зеркала водохранилища или в процентах от среднего объема водохранилища в зависимости от гидрогеологических условий.

Хорошие гидрогеологические условия соответствуют случаю, когда ложе водохранилища сложено на значительную глубину практически водонепроницаемыми породами (глины, плотные осадочные или массивные кристаллические породы без трещин), а уровень залегания грунтовых вод на прибрежной территории располагается выше *NPL*.

Средние гидрогеологические условия соответствуют маловодопроницаемым грунтам чаши водохранилища и уровню грунтовых вод на отметке *DZL*.

Плохие гидрогеологические условия характеризуются водопроницаемыми породами (трещиноватые песчаники, известняки, слан-

цы и др.), особенно наличием карстовых пород, и уровень грунтовых вод расположен ниже отметки *DZL*, что создает отток из водохранилища на питание грунтовых вод.

Потери на льдообразование относят к потерям временного характера. Толщина льда на крупных водохранилищах на 15..20%, а на прудах и малых водохранилищах, расположенных на горных реках, на 80% превышает толщину льда на реках в естественных условиях, что является результатом значительного уменьшения скоростей течения в водохранилищах. Вода, затраченная на образование ледяного покрова в пределах водной поверхности водохранилища, не является потерянной, так как с наступлением теплого периода растаявший лед останется в водохранилище. Однако если процесс льдообразования протекает одновременно со сработкой водохранилища, то площадь водной поверхности уменьшается и объем льда, осевшего на берегах, временно исключается из водного баланса. Следовательно, на этот объем уменьшаются зимние водные ресурсы и его включают в расходную часть водного баланса. С наступлением теплого периода года и снеготаяния вода в объеме осевшего по берегам льда почти вся возвращается в водохранилище и ее объем дополняет приходную часть водного баланса.

При сезонном регулировании стока потери на льдообразование определяют для расчетного маловодного года, когда водохранилище срабатывается до уровня мертвого объема. При многолетнем регулировании при зимней сработке водохранилища во все годы, пока уровень не сработан до отметки *DZL*, можно использовать имеющийся запас воды в водохранилище вместо той воды, которая затрачена на образование льда, осевшего на берегах. Оседание льда на берегах является потерей лишь в последний год сработки, заканчивающийся полным исчерпанием полезного объема водохранилища. Однако этот лед вернется в водохранилище по истечении критического маловодного периода.

Потери воды на льдообразование во время зимней сработки водохранилища определяют по формуле

$$V_i = \rho_i (\Omega_b - \Omega_e)(h_{i,b} + h_{i,e})/2, \qquad (8.12)$$

где ρ_i — плотность льда, обычно принимаемая в расчетах равной 0,916; Ω_b и Ω_e — площадь водной поверхности при отметках, соответствующих началу и концу периода зимней сработки, м²; $h_{i,b}$ и $h_{i,e}$ — толщина льда на начало и конец расчетного интервала времени, м.

Толщину ледяного покрова определяют по гидрометрическим данным для водоемов изучаемого района или по эмпирическим формулам. Как правило, потери на льдообразование невелики, особенно для южных районов, где их можно не учитывать.

При проектировании и эксплуатации водохранилищ большое внимание должно быть уделено мероприятиям по уменьшению потерь, так как последние могут составить значительную величи-

ну. Так, потери на фильтрацию в зависимости от гидрогеологических условий могут достигать от 12 до 36% среднего объема водохранилища за год.

Снижение потерь на испарение достигается сокращением мелководных участков водного зеркала путем устройства дамб обвалования, посадки по периметру водоема высокорастущих деревьев, строительства водохранилищ по возможности в глубоких выемках или котловинах с крутыми берегами. В порядке опыта для борьбы с потерями на испарение применяли различные пленки (органические из жировых веществ или мономолекулярные из полимеров) для покрытия водной поверхности, но широкого внедрения эти мероприятия не получили.

Потери на фильтрацию могут быть снижены путем защиты ложа водохранилища водонепроницаемыми покрытиями из бетона, глинобетона, асфальта, битума, хлорвиниловой пленки, а также созданием слабоводопроницаемых верхних слоев грунта: осолонением технической поваренной солью, пропитыванием растворами дубильных веществ, кольматажем и др. Трещины или карстовые пустоты в породах, образующих чашу водохранилища, для создания водонепроницаемости заполняют различными растворами (цементным, глиноцементным, бетонитовым, маслобетонитовым и др.) посредством инъекций. Фильтрация в обход сооружения ликвидируется путем устройства шпунтовых стенок, диафрагм и цементационных завес.

8.5. ЗАДАЧИ ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫХ РАСЧЕТОВ И РАСЧЕТНАЯ ОБЕСПЕЧЕННОСТЬ ОТДАЧИ

Комплекс расчетов по определению основных параметров водохранилища в соответствии с требованиями на воду и режима его работы называют *водохозяйственными расчетами* водохранилища. Эти расчеты включают в себя ряд достаточно сложных вопросов, что позволяет выделить их в самостоятельный раздел при техническом проектировании водохранилища или комплексного гидроузла. К наиболее важным задачам водохозяйственных расчетов относят тщательный анализ возможностей водотока для выявления водных ресурсов и их режима; определение основных гидрогеологических характеристик водотока в конкретном створе и по участкам реки, намечаемым к использованию (гидрологические расчеты стока); установление объемов и режима водопотребления, согласующего противоречивые требования участников водохозяйственного комплекса; определение основных параметров водохранилища и назначение нормативных подпорных уровней; выявление экономической эффективности регулирования стока; разработка правил эксплуатации водохранилища, обеспечивающих получение наибольшего водохозяйственного эффекта при рациональном использовании водных ресурсов, а также охрану водных ресурсов.

К задачам водохозяйственных расчетов следует также отнести характеристики сопутствующих явлений, вызываемых изменением естественного режима реки в результате гидротехнического строительства: определение (расчет) потерь воды из водохранилища, заиление водоема, водный режим нижнего бьефа, ледовый режим, качество воды в условиях регулирования стока и т. д.

Водопотребители и водопользователи используют естественный речной сток, который, как известно, подвержен колебаниям. Сооружение водохранилищ дает возможность сгладить эти колебания тем полнее, чем больше объем водохранилища по отношению к объему годового стока в средний год. Тем не менее полностью исключить колебания стока не удается даже при достаточно больших объемах водохранилищ. Зарегулированный сток отклоняется от необходимого режима, хотя и значительно реже, чем естественный. Случаи таких отклонений отмечаются реже по мере увеличения объемов водохранилища. Но увеличение параметров водохранилища (высоты и объема плотины, затопление земель) вызывает соответственное возрастание стоимости гидротехнического строительства. Стремление к полному выравниванию годовых объемов стока за многолетний период за счет увеличения размеров водохранилища экономически не оправдывается. Поэтому при проектировании водохранилищ принимают некоторое оптимальное соотношение между надежностью водообеспечения различных потребителей и технико-экономическими показателями по всему комплексу мероприятий, связанных с созданием искусственного водоема. Все водохозяйственные установки* проектируют на определенную заранее установленную степень надежности (гарантии их работы) по заданному режиму регулирования стока. Для оценки надежности работы установки с соблюдением гарантированного режима используют *расчетную обеспеченность по числу бесперебойных лет,* выраженную в процентах. Под обеспеченностью отдачи $P_{\alpha}\%$ по числу бесперебойных лет N_{con} понимают количество целых лет без перебоев (нарушений гарантированного режима) по сравнению с общим числом лет N за рассматриваемый многолетний период:

$$P_{\alpha,\%} = N_{con} N^{-1} \cdot 100. \qquad (8.13)$$

В практике водохозяйственных расчетов кроме обеспеченности отдачи по числу бесперебойных лет применяют также два других критерия обеспеченности: обеспеченность по объему отдачи и обеспеченность по времени.

За *обеспеченность по объему отдачи* или водопотребления принимают отношение годового объема воды U_f, доставленного потребителю, к объему гарантированной отдачи U_{pl}:

$$P_{\alpha,u,\%} = U_f U_{pl}^{-1} \cdot 100. \qquad (8.14)$$

* Водохозяйственная установка — совокупность сооружений на реке, служащих для удовлетворения потребности в воде (или гидроэнергии) различных отраслей народного хозяйства.

За *обеспеченность по времени* $P_{\alpha, t\%}$ принимают отношение общей длительности бесперебойных отрезков времени в течение рассматриваемого многолетнего периода T_{con} к общей его продолжительности T:

$$P_{\alpha,t,\%}=T_{con}T^{-1}\cdot 100. \qquad (8.15)$$

Последние два представления обеспеченности по своим значениям больше обеспеченности по числу бесперебойных лет, так как при их определении учитывают отдачу и в годы, когда имеют место перебои, что является определенным преимуществом. Однако обеспеченность по числу бесперебойных лет отличается простотой и строго соответствует понятию обеспеченности. Поэтому в практике водохозяйственных расчетов гарантийность водоэнергоотдачи оценивается обеспеченностью по числу бесперебойных лет $P_{\alpha,\%}$, а два других понятия применяют как дополнительные характеристики при окончательной технико-экономической оценке результатов регулирования стока.

Назначение норматива обеспеченности водопотребления должно обосновываться экономическими соображениями, для чего необходимо произвести сопоставление ущербов, вызываемых ограничениями в доставке потребителю воды, с затратами на мероприятия для сокращения ограничений. Такое обоснование норматива обеспеченности встречает ряд затруднений, обусловленных неопределенностью факторов, которые следует учитывать при оценке народнохозяйственного ущерба, вызванного ограничением водоснабжения, а также особенностями водопотребления различными отраслями народного хозяйства.

Например, экономический подход к выбору норматива обеспеченности для коммунального водоснабжения принципиально недопустим: ущерб при ограничении водоотдачи этому потребителю связан не с сокращением производства, а с неудобствами или лишениями, которые испытывает население.

В СССР нет общегосударственных норм по обеспеченности водоэнергопотребления и водопользования вследствие трудности, а в ряде случаев и неприемлемости экономического обоснования расчетной обеспеченности для установок, обслуживающих разные категории участников водохозяйственного комплекса. Нормативные значения обеспеченности устанавливают с учетом важности водохозяйственных мероприятий в местных конкретных условиях и на основе практических данных многолетнего опыта проектирования и эксплуатации установок.

Водопотребители и водопользователи по степени бесперебойности в подаче воды делят на три категории: не допускающие перебоев или ограничений подачи воды; не допускающие перерыва, но сравнительно безболезненно допускающие кратковременное снижение подачи воды (определяемое технологией производства); допускающие кратковременный перерыв или ограничение водоподачи. К категории потребителей, требующих практически бесперебойного

водоснабжения, относят объекты специального назначения (обеспеченность до 99%), крупные промышленные центры и отдельные значительные предприятия, системы коммунального водоснабжения; расчетная обеспеченность для этой группы принимается 95... 97% и более. Ко второй категории относят большинство промышленных предприятий; расчетная обеспеченность в этом случае 95%. К потребителям, допускающим более или менее частые отклонения от нормы, относят гидроэлектростанции, орошение сельскохозяйственных земель, рыбное хозяйство, водный транспорт и другие объекты. Расчетная обеспеченность при этом назначается в следующих границах: для ГЭС — 90 ... 95%, для орошения — 75 ... 95%, для рыбного хозяйства — 75 ... 85% (в зависимости от рыбопромыслового значения реки — до 95%), для водного транспорта — 80 ... 90%.

Установление расчетной обеспеченности отдачи для получения оптимальных параметров водохозяйственной установки и режима регулирования стока на основе технико-экономических расчетов и сопоставления вариантов является важной водохозяйственной задачей.

8.6. ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

Параметры водохранилища (объема, отдачи) и режим его работы при любом виде регулирования стока определяют путем анализа естественного речного стока и сопоставления его с плановым потреблением (отдачей).

В существующей теории регулирования речного стока применяют две группы методов водохозяйственных расчетов: *расчет по календарным гидрологическим рядам* (в табличной форме или по интегральным кривым стока и водопотребления) и *обобщенные методы на основе теории вероятности* с использованием статистических параметров стока.

По первой группе методов за гидрологическую основу водохозяйственного расчета принимают календарный ряд наблюдений за стоком в истекшем периоде времени. Формально такой расчет представляется как процесс эмпирического подбора водохозяйственных параметров в точном соответствии с гидрологическим режимом, характерным для исследуемой реки в прошлом. По существу же смысл подобного приема заключается в предположении, что особенности гидрологического режима (среднемноголетняя водность реки, повторяемость лет и сезонов различной водности и т. д.) в предшествующем проектированию сооружения периоде сохраняются в будущем.

Вторая группа методов водохозяйственных расчетов основана на вероятностном предвидении стока на время эксплуатации водохозяйственной установки. Многообразие возможных сочетаний лет различной водности, которое не отражается расчетом по фактическим величинам стока даже за продолжительный период наблюде-

ний, может быть учтено при применении математического аппарата теории вероятности с использованием в качестве исходных характеристик статистических параметров календарного стокового ряда. С позиций теории вероятности многолетний гидрограф, построенный за истекший период наблюдений, является реализацией случайного процесса, который точно в таком же виде может больше никогда не повториться. Однако основные статистические закономерности этого процесса для рассматриваемого водотока остаются неизменными и могут быть использованы для анализа и расчета будущего режима исследуемой водохозяйственной системы. При этом все водохозяйственные показатели ее работы, являющиеся результатом взаимодействия бытового стока и водохранилища, выражаются в форме вероятностей. При водохозяйственных расчетах обобщенными методами исходными данными являются не календарные величины стока за истекший период, а полученные в результате их статистической обработки обобщенные характеристики режима: кривые обеспеченности основных фазово-однородных * величин стока (за год, половодье, межень) и расчетное распределение стока за год и для каждой фазы годового цикла (по гидрометрическим материалам). Кривые обеспеченности позволяют получить вероятностные значения стока и их сочетания, на основе которых устанавливают основные параметры регулирования стока (объем водохранилища, отдачи и т. д.).

Неоспоримым достоинством водохозяйственных расчетов по фактическому стоковому ряду за истекший период являются наглядность метода и возможность его применения к любому виду регулирования стока. Отрицательными сторонами этого метода являются неопределенность обеспеченности и поэтому несопоставимость результатов водохозяйственных расчетов, а также невозможность его использования при отсутствии продолжительных наблюдений за стоком реки.

Проведение водохозяйственных расчетов по обобщенным характеристикам стока исключает указанные недостатки метода по календарным рядам. Вероятностный метод расчета и математическое моделирование позволяет представить многообразные сочетания величин стока (в том числе и отсутствующие, но возможные в данном ряду), исследовать эти величины как свободно варьирующие (и по размерам, и по последовательности), исключая тем самым влияние случайных особенностей периода гидрометрических наблюдений и повышая степень обоснованности устанавливаемых показателей регулирования стока. Отрицательными сторонами обобщенных методов является отсутствие наглядной характеристики режима работы

---

* Фазово-однородными величинами стока называют характеристики стока (расходы воды, объемы стока и др.), наблюдающиеся в разные годы и относящиеся к одинаковым фазам годового цикла стока, например максимальные годовые расходы воды весеннего половодья, средние годовые расходы, ежегодные объемы стока за одни и те же сезоны и т. д. [17].

установки и затруднения в математических построениях при сложных случаях водохозяйственных расчетов. Следует заметить, что в настоящее время обобщенные методы позволяют получить приближенное решение только для сравнительно простых случаев — одиночного водохранилища, работающего на постоянную отдачу. К тому же несколько абстрагированные математические построения как бы затушевывают роль генетических факторов в формировании закономерностей стока.

Выбор того или другого способа расчетов обусловливается условиями водохозяйственной задачи, длительностью имеющегося календарного ряда наблюдений и степенью регулирования стока, которая определяет продолжительность циклов сработки и наполнений водохранилища.

В современном проектировании наиболее целесообразно применение элементов обоих расчетных методов в различных комбинациях, которые позволяют с исчерпывающей полнотой освещать будущий режим водохозяйственной установки.

8.7. РАСЧЕТЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ ПО ХРОНОЛОГИЧЕСКОМУ РЯДУ ВЕЛИЧИН СТОКА

Расчеты регулирования стока по календарным рядам гидрометеорологических данных для любого вида регулирования могут быть выполнены в графической или табличной форме. Оба способа основаны на сопоставлении гидрографов притока и потребления за рассматриваемый период, которые разделяются на элементарные отрезки времени различной продолжительности в зависимости от вида регулирования стока и необходимой точности вычислений.

Последовательное сопоставление расчетного стока и плановой отдачи по гидрографам позволяет выделить периоды превышения естественного стока над отдачей (избыток стока) и периоды превышения отдачи над стоком (дефицитом стока), при этом потери воды не учитываются. В зависимости от величины, последовательности и соотношения избытков и дефицитов стока различают следующие режимы работы водохранилища: однотактный, двухтактный и многотактный (рис. 8.8) [3]. На приведенных гидрографах (случай сезонного регулирования стока) показано соотношение балансовых разностей $\pm (W_{p\%} - U)_i$ различных знаков: положительных при избытках стока и отрицательных при дефицитах стока за рассматриваемый период времени, в данном случае за водохозяйственный год, который начинается с самого многоводного (половодного или паводочного) сезона.

При наличии за расчетный период, например за водохозяйственный год, одной группы избытков V_{sur} и одной группы дефицитов V_{def} стока (рис. 8.8, *а*) режим работы водохранилища однотактный: водохранилище наполняется и срабатывается по одному разу за рассматриваемый период времени. В этом случае, если объем из-

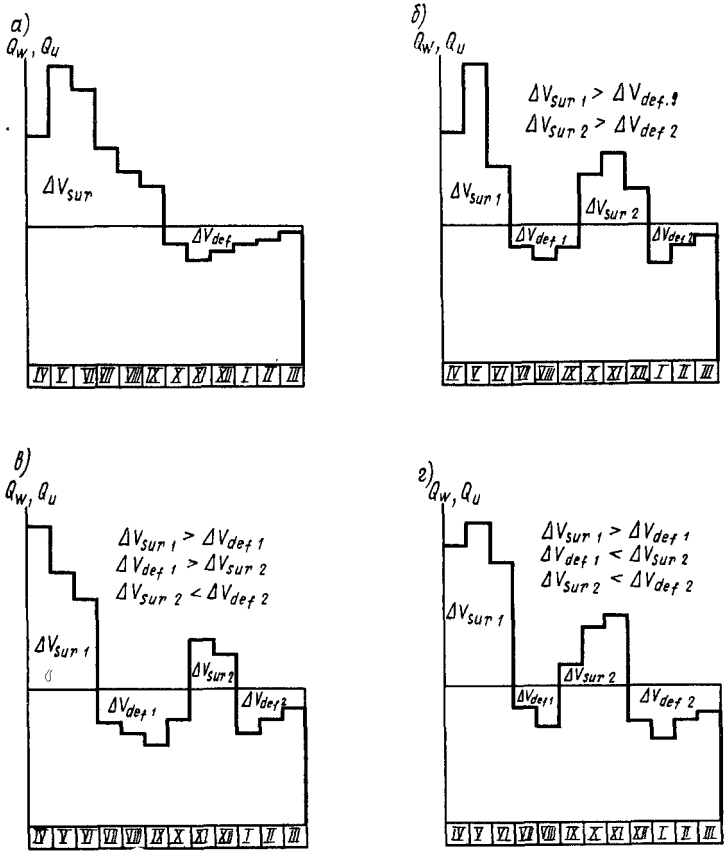


Рис. 8.8. Совмещенные гидрографы притока и отдачи из водохранилищ

бытков V_{sur} превышает объем дефицитов V_{def}, необходимый полезный объем водохранилища равен объему дефицитов:

$$V_{use} = \Delta V_{def}, \tag{8.16}$$

тогда полный объем водохранилища

$$V_{NPL} = \Delta V_{def} + V_{DZL}.$$

Водохранилище должно быть наполнено до отметки NPL к моменту времени, соответствующему началу дефицита, а в конце дефицита полезный объем будет исчерпан и в водохранилище останется только мертвый объем V_{DZL}, не подлежащий сработке.

При более сложных гидрографах притока, например наличии летне-осенних паводков в случае сезонного регулирования, в течение расчетного периода могут быть выражены две (или более) группы избытков и недостатков стока. Такие схемы соответствуют

двухтактной или многотактной работе водохранилища. При этом возможны различные варианты соотношения избытков и дефицитов стока.

В том случае, когда каждый из избытков стока превышает следующий за ним дефицит и расчетный период делится на два (и более) не зависящих друг от друга цикла, имеет место двухтактная (многотактная) работа водохранилища с независимым циклом (рис. 8.8, *б*). Тогда полезный объем водохранилища приравнивается к большему дефициту:

$$V_{use} = \max V_{def}. \tag{8.17}$$

Водохранилище должно быть наполнено до отметки *NPL* к началу наступления наибольшего дефицита, а к концу этого дефицита сработано до V_{DZL}.

Если второй дефицит больше предшествующего ему избытка (рис. 8.8, *в*), то недостающий объем должен быть запасен из первого наибольшего избытка. Это условие соответствует двухтактной работе водохранилища с зависимым циклом. При таком соотношении полезный объем водохранилища

$$V_{use} = \Delta V_{def1} + \Delta V_{def2} - \Delta V_{sur2}. \tag{8.18}$$

Водохранилище наполняется до отметки *NPL* к началу первого дефицита, частично срабатывается в конце первого дефицита до некоторого уровня, а затем срабатывается до V_{DZL} к концу второго дефицита.

Если объем первого избытка больше первого дефицита, второй избыток превышает предшествующий ему дефицит, но меньше последующего дефицита, то имеет место двухтактная работа водохранилища с промежуточно-зависимым циклом (рис. 8.8, *г*). В этом случае полезный объем водохранилища равен максимальному дефициту: $V_{use} = \max V_{def}$.

Водохранилище наполняется до отметки *NPL* к началу наибольшего дефицита, а к концу его срабатывается до V_{DZL}. В случае многотактного режима работы водохранилища расчеты полезного объема выполняют аналогично изложенному.

При расчетах регулирования стока различают прямую и обратную задачи. Определение полезного объема по заданной величине потребления, т. е. зарегулированного расхода, или отдачи, и режиму работы водохранилища в зависимости от заданных условий регулирования считают прямой задачей. При этом требования водопользователей на воду удовлетворяются полностью. Обратной задачей расчетов регулирования стока считают определение отдачи из водохранилища по его заданному объему и режиму работы. Как в прямой, так и обратной задачах обеспеченность отдачи принимается равной обеспеченности стока.

При решении прямой задачи применяют два варианта регулирования в соответствии с порядком наполнения водохранилища и сбросов излишков воды, определяемым правилами регулирования.

Первый вариант относится к случаю, когда водохранилище ежегодно наполняется до уровня *NPL* и только после этого производится сброс излишков воды через водосбросные сооружения. По второму варианту излишки воды сбрасываются в начале периода регулирования при наинизшем возможном уровне H_{DZL}, а затем водохранилище наполняют до отметки *NPL*, при этом объем сбросов определяют по данным службы прогнозов стока.

Для первого варианта характерны сравнительно быстрое заполнение водохранилища и более продолжительный период поддержания в водохранилище высоких уровней, что обусловливает повышенную выработку электроэнергии при наличии ГЭС. Но поддержание высоких уровней сопровождается отрицательными явлениями: удлинением периода затопления и подтопления территории, увеличением потерь на испарение, фильтрацию и т. д.

Второй вариант является менее надежным в отношении заполнения водохранилища до *NPL* в сравнении с первым и предъявляет особые требования к вопросам прогнозирования половодного стока; при этом варианте исключаются недостатки первого. Второй вариант предпочтительнее для рек, воды которых характеризуются большим содержанием наносов, так как наиболее мутные (половодные или паводочные) воды будут сброшены из водохранилища и срок заиления водохранилища будет более продолжительным. Недостатком этого варианта является необходимость строительства донных водосбросных сооружений значительных размеров, способных пропустить в нижний бьеф большие расходы без значительного подъема (против отметки *DZL*) уровня воды в водохранилище.

8.8. ГРАФИЧЕСКИЕ СПОСОБЫ РАСЧЕТА РЕГУЛИРОВАНИЯ

Графический прием расчета отличается иллюстративной наглядностью, позволяющей лучше понять сущность и проследить процесс регулирования стока. Этот способ применяют чаще всего для предварительных и вспомогательных расчетов, а также в особо сложных случаях водохозяйственного проектирования.

Основу графического способа составляет построение *интегральных кривых стока и потребления,* которые изображают в хронологической последовательности нарастание объемов стока, потребления или их разности.

Исходным материалом для построения интегральной кривой стока служит гидрограф стока расчетной обеспеченности (рис. 8.9, *а*). Площадь элементарной полоски с основанием dt и высотой Q численно равна элементарному объему стока:

$$dW = Qdt. \tag{8.19}$$

Тогда объем стока за время t_i от начала отсчета равен (рис. 8.9, *б*)

$$W_{t,i} = \int_0^{t_i} Qdt. \tag{8.20}$$

Вычисляют последовательно объем стока W_1, W_2, ..., W_n за соответствующие отрезки времени $0—t_1$, $0—t_2$, ..., $0—t_n$ и на график в прямоугольной системе координат W, t наносят соответствующий ряд точек. Линия, соединяющая эти точки, представляет собой интегральную (суммарную) кривую стока, характеризующую изменение суммарного стока нарастающим итогом за рассматриваемый период времени. Эту кривую называют полной интегральной кривой стока.

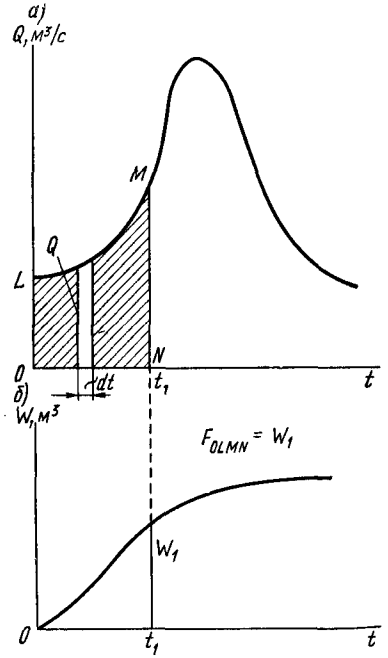


Рис. 8.9. Гидрограф стока и полная интегральная кривая

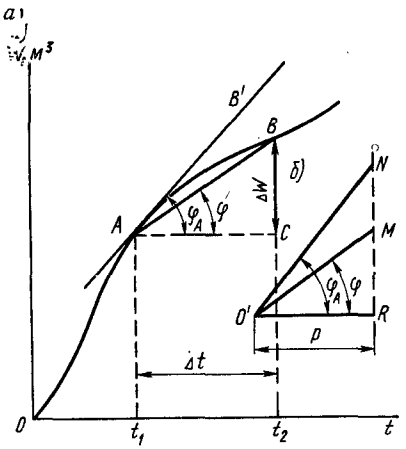


Рис. 8.10. Полная интегральная кривая (*а*) и лучевой масштаб (*б*)

Объем стока за конечный интервал времени Δt_i равен $\Delta W_i = \overline{Q}\Delta t_i$, где $\overline{Q}$ — средний расход за интервал Δt_i. Тогда суммарный сток $W_i(t) = \sum_{i=1}^{i=n} Q_i t_i$.

Полная интегральная кривая в прямоугольных координатах характеризуется следующими свойствами (рис. 8.10):

1. Каждая ордината кривой соответствует суммарному стоку за период от начала наблюдения (построения) до рассматриваемого момента времени.

2. Разность ординат двух точек кривой представляет объем стока ΔW_i за интервал времени между ними Δt_i.

3. Тангенс угла наклона φ к оси абсцисс линии, соединяющей две любые точки кривой A и B (секущей интегральную кривую в этих точках), равен среднему расходу $\overline{Q}$ в интервале времени Δt_{A-B}

между этими точками:

$$\operatorname{tg}\varphi_A=\frac{BC}{AC}=\frac{\Delta W}{\Delta t}=\bar{Q}. \tag{8.21}$$

4. При совмещении точки B с точкой A секущая обращается в касательную, тангенс угла наклона которой к оси абсцисс равен расходу Q_A в точке касания:

$$\operatorname{tg}\varphi_A=\frac{dW}{dt}=Q_A. \tag{8.22}$$

Выражения (8.21) и (8.22) могут быть использованы для определения расхода воды по интегральной кривой, если 1 м³ и 1 с имеют одинаковые масштабы, что практически встречается весьма редко из-за больших колебаний объемов стока. Обозначив масштаб объемов m_W, а масштаб времени m_t, можно выразить длины отрезков BC и AC на рис. 8.10 в виде $BC=\Delta W/m_W$ и $AC=\Delta t/m_t$. Подстановкой полученных значений отрезков BC и AC в формулу (8.21) получают

$$\operatorname{tg}\varphi=\frac{BC}{AC}=(\Delta W/m_W)/(\Delta t/m_t)=\bar{Q}\,\frac{m_t}{m_W} \tag{8.23}$$

или

$$Q=\operatorname{tg}\varphi\,\frac{m_W}{m_t}\,. \tag{8.24}$$

Построение полной интегральной кривой выполняют на основе предварительно составленной вспомогательной таблицы (табл. 8.3) или с помощью лучевого масштаба.

Лучевой масштаб представляет собой специальный чертеж, позволяющий построить полную интегральную кривую стока, или потребления, не прибегая к вычислению или суммированию объемов стока или потребления. При построении лучевого масштаба (см. рис. 8.10) через произвольно выбранную точку O' (полюс лучевого масштаба) проводят горизонтальную линию, на которой откладывают отрезок $O'R=p$, где p — полюсное расстояние, из конца отрезка $O'R$ строят вертикальную линию RN. Если через точку O' провести линию $O'M$, параллельную секущей AB, то из подобия треугольников $O'MR$ и ABC следует, что $MR/p=BC/AC=\Delta W/\Delta t=\bar{Q}$, откуда $RM=p\bar{Q}$. Следовательно, прямые, проведенные из полюса

Таблица 8.3. **Определение ординат интегральной кривой стока в прямоугольных координатах**

Расход, Q, м³/с	Интервал времени Δt, с	Объем стока в интервале ΔW, м³	Суммарный объем стока нарастающим итогом ΣW, м³

лучевого масштаба параллельно секущим или касательным к интегральной кривой, отсекают на оси RN отрезки, пропорциональные соответствующим расходам и равные соответствующим объемам стока. Тогда линия RN может быть условно названа шкалой расходов. С другой стороны, $RM=p\cdot\operatorname{tg}\varphi$. Заменяя $\operatorname{tg}\varphi$ согласно (8.23), получают $RM/p=Qm_t/m_W$, откуда

$$p=(MR/\bar{Q})(m_W/m_t).$$

Аналогично предыдущему введем понятие масштаба расхода $Q=MRm_Q$.
Тогда

$$p=m_W/(m_Q m_t). \qquad (8.25)$$

При этом все масштабы m_Q, m_W и m_t должны быть выражены в одних и тех же линейных единицах — сантиметрах или миллиметрах.

Лучевой масштаб позволяет выполнить графическим способом построение интегральной кривой при пользовании ступенчатым хронологическим графиком расходов (рис. 8.11) и затем провести ее анализ. Выбрав удобные для использования масштабы m_Q, m_W и

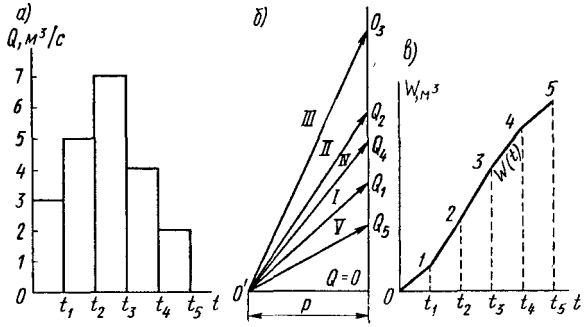


Рис. 8.11. Построение полной интегральной кривой с помощью лучевого масштаба:
а — гидрограф; *б* — лучевой масштаб расходов воды; *в* — полная интегральная кривая

m_t, находят полюсное расстояние p по выражению (8.25) и на шкале расходов откладывают объемы стоков рассматриваемого расчетного периода, подписывая значения соответствующих расходов. Далее из полюса лучевого масштаба ко всем полученным точкам на шкале расходов проводят лучи. Затем из точки начала координат O для первого расчетного интервала времени t_1 проводят отрезок *O-1* параллельно лучу *I* на лучевом масштабе, соответствующему расходу $\bar{Q}_1$. Далее из конца отрезка *O-1* проводится отрезок *1-2* параллельно лучу *II*, соответствующему расходу второго интервала $\bar{Q}_2$, таким же образом выполняют построение за весь рас-

сматриваемый период. Полученная ломаная линия O-1-2-...-n и является полной интегральной кривой стока или потребления.

Лучевой масштаб можно использовать и для решения обратной задачи — определения расходов воды по имеющейся интегральной кривой. Для этого на лучевом масштабе из полюса O' проводят луч, параллельный секущей или касательной на заданном отрезке или заданной точке интегральной кривой, и затем по шкале расходов лучевого масштаба RN методом интерполяции определяют искомый расход (см. рис. 8.10).

Точность построения интегральной кривой и определения расходов с помощью лучевого масштаба зависит от точности выполнения графических построений.

На практике предпочтительно интегральную кривую стока строить по предварительно вычисленным значениям объемов стока $W_i = \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \Delta t_i$ (см. табл. 8.3), используя которую можно построить лучевой масштаб расходов. Интегральную кривую потребления строят на том же чертеже, что и интегральную кривую стока, уже непосредственно по лучевому масштабу, что облегчает рассмотрение нескольких вариантов водопотребления.

Итак, при водохозяйственном расчете водохранилища на одном графике совмещают две интегральные кривые: стока W_t и потреб-

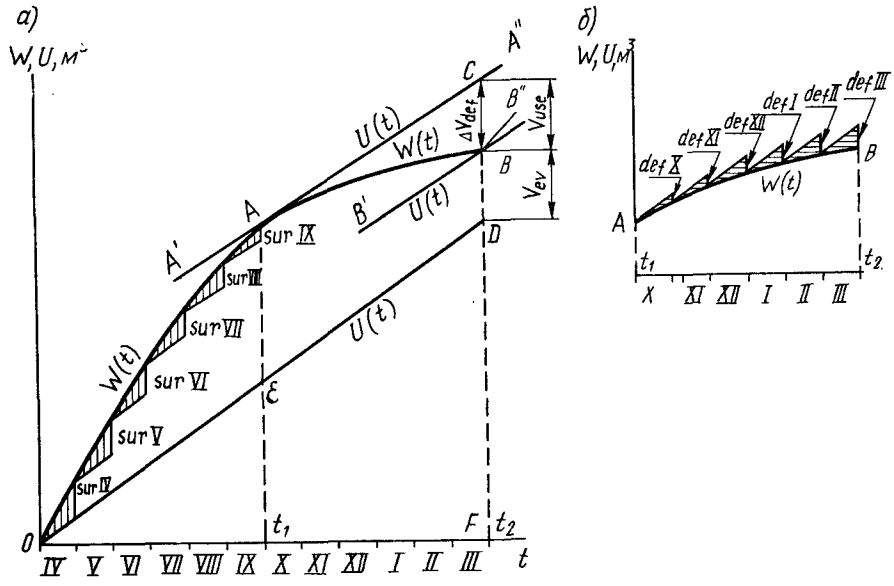


Рис. 8.12. Схема к графическому способу определения полезного объема водохранилища при сопоставлении интегральных кривых стока и отдачи

ления (отдачи) U_t (рис. 8.12, *а*). Названные интегральные кривые используют, как правило, для расчетов полезного объема водохранилища без учета потерь, т. е. $V_{use,\,n}$, так как графический учет потерь весьма сложен.

На основании свойства (*1*) интегральной кривой, построенной в прямоугольных координатах, конечная ордината кривой стока *FB* выражает объем годового стока, конечная ордината кривой отдачи *FD* равна годовому водопотреблению. Если конечная ордината кривой стока превышает конечную ординату кривой потребления, т. е. $U<W_{p\%}$, то регулирование возможно (см. выше). Разность этих ординат определит суммарный сброс (м^3) из водохранилища: $V_{ev}=(FB—FD)$.

Начало построения интегральных кривых стока и отдачи совмещается с началом водохозяйственного года, т. е. началом половодья. Рассмотрение отдельных участков интегральной кривой стока в сопоставлении с интегральной кривой требуемой отдачи показывает, что в начальный период времени $O \ldots t_1$ наклон интегральной кривой стока (отрезок *OA*) к оси абсцисс для всех расчетных интервалов времени на отрезке $O \ldots t_1$ круче интегральной кривой отдачи (отрезок *OE*), т. е. расходы притока больше расходов потребления. В итоге объем месячного стока превышает объем месячной отдачи и образуется избыток стока $\Delta V_{sur\,IV}$ (см. рис. 8.12, *а*). Это положение сохраняется до момента времени t_1, после чего на отрезке времени $t_1 \ldots t_2$ наклон интегральной кривой стока к оси абсцисс (отрезок *AB*) меньше наклона интегральной кривой отдачи (отрезок *ED* или $AC \| ED$), т. е. расходы потребления больше расходов притока. В итоге объем месячного потребления превышает объем месячного стока и образуется дефицит стока $\Delta V_{def\,X}$ (рис. 8.12, *б*). Наличие избытков и дефицитов стока в отдельные месяцы при общем превышении годового объема стока над объемом требуемой отдачи свидетельствует о необходимости и возможности регулирования стока при наличии водохранилища соответствующего объема.

Для определения объема избытков и дефицитов стока на интегральной кривой стока из точек, соответствующих началу месячных интервалов, проводят отрезки, параллельные интегральной кривой отдачи на участках, соответствующих месячным интервалам. Разность конечных месячных ординат интегральной кривой стока и кривой отдачи показывает объемы месячных избытков и дефицитов стока. На интегральной кривой стока (рис. 8.12, *а*) значения избытков стока в пределах месячных интервалов показаны ординатами вертикально заштрихованных треугольников. Суммарный объем избытков выразится отрезком *AE*, равным разности ординат кривой стока и кривой потребления в момент окончания периода t_1, т. е. окончания периода избытков стока.

Значения объемов дефицитов в пределах месячных интервалов показаны ординатами горизонтально заштрихованных треугольников, что сделано на фрагменте чертежа (рис. 8.12, *б*).

Для определения суммарного объема дефицитов интегральную кривую отдачи перемещают параллельно самой себе * вертикально сверху вниз до тех пор, пока не коснется интегральной кривой стока (рис. 8.12, *а*, точка *A*), при этом необходимо следить за тем, чтобы не смещалась ось ординат и вертикальные границы интервалов времени. Точка *A* соответствует моменту времени, когда наблюдается равенство расходов притока и отдачи, после чего начинается период дефицита стока. Аналогичным образом, перемещая интегральную кривую отдачи снизу вверх, находят момент касания кривых в точке *B*. Этот момент также соответствует равенству расходов притока и отдачи и является концом периода дефицита стока. Таким образом, слева от точки касания *A* и справа от точки касания *B* находят области избыточного стока, а между ними — область дефицитов стока. Вертикальное расстояние *BC* между верхней касательной $A'A''$ и последующей нижней касательной $B'B''$ равно суммарному дефициту за интервал времени $t_1 \dots t_2$. Суммарный дефицит определяет полезный объем водохранилища (случай однотактной работы водохранилища при одной группе избытков и одной группе дефицитов за год) без учета потерь. Таким образом, в случае однотактной работы водохранилища полученный объем его равен вертикальному расстоянию между касательными, проведенными параллельно интегральной кривой требуемой отдачи в начале дефицита (верхняя касательная) и в конце его (нижняя касательная).

Определение полезного объема водохранилища с помощью интегральных кривых стока и отдачи при двух- и многотактной работе выполняют аналогично. Для выявления периодов дефицитов к интегральной кривой стока на совмещенном чертеже проводят верхние и нижние касательные, параллельные интегральной кривой отдачи.

Графический расчет полезного объема водохранилища при двухтактной его работе с независимым циклом на постоянную отдачу (для упрощения примера) приведен на рис. 8.13, *а*.

Необходимый полезный объем водохранилища $V_{use,\,n}$ равен наибольшему вертикальному расстоянию между предыдущей верхней $C'C''$ и последующей нижней $D'\,D''$ касательными, проведенными к интегральной кривой стока параллельно интегральной кривой отдачи. При этом верхняя касательная $C'C''$ не должна пересекать кривую стока до точки нижнего касания последующего цикла. В противном случае пара касательных $C'C''$ и $D'D''$ не будет определять максимальный дефицит стока, как, например, касательные $A'A''$ и $B'B''$.

В случае двухтактной работы водохранилища с зависимым циклом на постоянную отдачу (рис. 8.13, *б*) верхняя касательная $A'A''$ к кривой стока не пересекает ее вплоть до конца года. Полез-

---

* Для удобства работы интегральную кривую отдачи лучше скопировать на кальку.

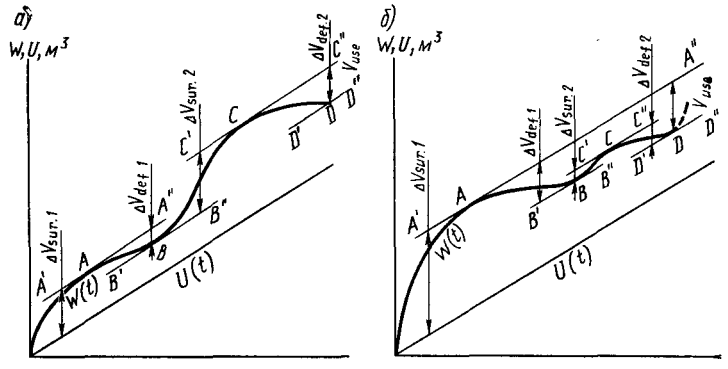


Рис. 8.13. Графический способ определения полезного объема водохранилища с помощью полных интегральных кривых стока и отдачи при двухтактной работе с независимым и зависимым циклами

ный объем водохранилища при этом равен сумме дефицитов $\Delta V_{def\,1}$ и $\Delta V_{def\,2}$ за вычетом объема избытка $\Delta V_{sur\,2}$, наблюдавшегося в период времени между этими дефицитами, и по определению зависимого цикла работы водохранилища, меньшего $\Delta V_{def\,2}$, т. е.

$$V_{use,n} = \Delta V_{def1} + \Delta V_{def2} - V_{sur2}.$$

Полезный объем водохранилища в этом случае равен сумме вертикальных расстояний между касательными $A'A''$ и $B'B''$ и касательными $C'C''$ и $D'D''$ за вычетом вертикального расстояния между касательными $C'C''$ и $B'B''$.

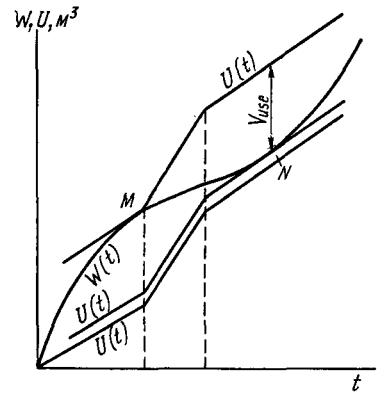


Рис. 8.14. Графический способ определения полезного объема водохранилища с помощью полных интегральных кривых стока и отдачи при переменном водопотреблении

В случае неравномерной отдачи, когда интегральная кривая отдачи является не прямой, а ломаной линией, методика выполнения графического расчета и построения остается без принципиальных изменений (рис. 8.14). Интегральную кривую отдачи перемещают параллельно самой себе вертикально сверху вниз до тех пор, пока какая-либо ее точка не совпадет с интегральной кривой стока (точка M), при этом по обе стороны от этой точки кривая потребления должна лежать выше кривой отдачи. Подобным же образом перемещением интегральной кривой отдачи снизу вверх находят

нижнюю общую точку (точку касания N). Полезный объем водохранилища равен наибольшему вертикальному расстоянию между интегральной кривой стока и отдачи на участке между точками касания.

Интегральные кривые стока дают возможность для решения обратной задачи при регулировании стока, когда при заданном стоке и полезном объеме водохранилища требуется определить зарегулированный расход отдачи.

Применение интегральных кривых в прямоугольных координатах в достаточно крупном масштабе для достижения большей точности и наглядности неудобно. С увеличением объемов стока вертикальная шкала удлиняется, что приводит к значительному росту размеров чертежа, в то время как площадь координатного поля используется только частично. В проектной практике чаще применяют сокращенную (разностную) интегральную кривую (суммарную), которую можно рассматривать как полную интегральную кривую в косоугольных координатах.

Если нанести на гидрограф стока линию, параллельную оси абсцисс, соответствующую некоторому постоянному расходу Q_0 (рис. 8.15, *а*), и вычесть этот расход из всех расходов $(Q_w - Q_0)$, то получают разности, сумма которых равна

$$W_{sh}(t) = \int_0^t (Q_w - Q_0)\, dt = \sum_{i=0}^{i=n} (Q_w - Q_0)\Delta t_i \qquad (8.26)$$

или

$$W_{sh}(t) = \int_0^t Q_w dt - \int_0^t Q_0 dt = \sum_{i=1}^{i=n} Q_w \Delta t_i - \sum_{i=1}^{i=n} Q_0 \Delta t_i = W(t) - W_0(t), \qquad (8.27)$$

где $W(t)$ — ордината полной интегральной характеристики в прямоугольных координатах для переменного расхода Q_w; $W_0(t)$ — ордината аналогичной полной интегральной кривой для постоянного расхода, которая имеет вид наклонной прямой.

Откладывая величины разности W_{sh} в прежних координатах объем — время, получаем сокращенную интегральную кривую стока (рис. 8.15, *б*).

Сокращенная интегральная кривая имеет следующие основные свойства:

1. Ордината сокращенной кривой равна разности полной интегральной кривой стока расхода Q_w и полной интегральной кривой для постоянного расхода Q_0, совмещенного с осью времени (рис. 8.15, *в*). Так как $Q_0 = \text{const}$ для всего расчетного интервала времени (год), то интегральная кривая стока $W_0(t)$ (OB) есть прямая линия, тогда как интегральная кривая $W_{sh}(t)$ меняющегося во времени расхода (OA) на гидрографе будет плавной кривой.

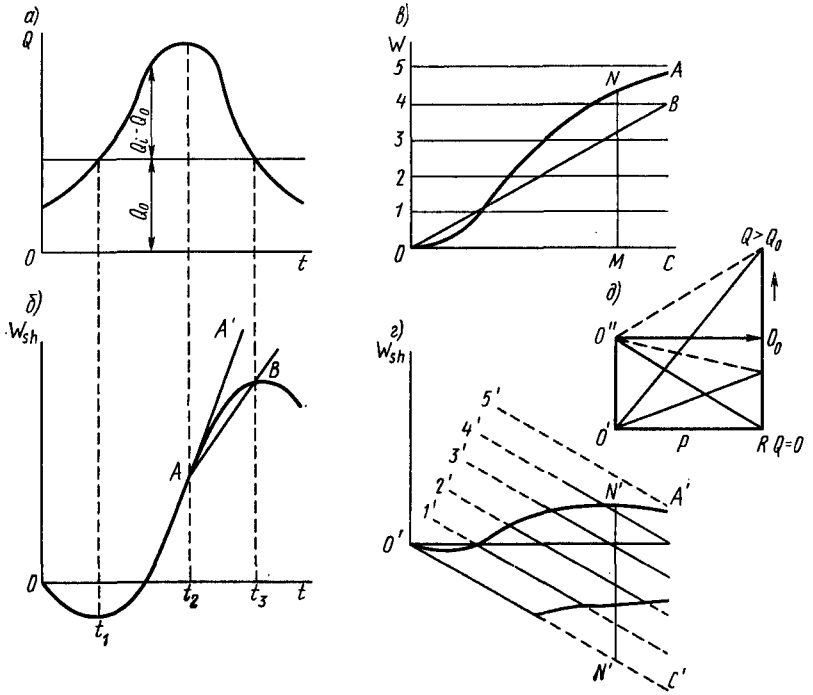


Рис. 8.15. Гидрограф, интегральные кривые в прямоугольных и косоугольных координатах и лучевой масштаб

2. Разность двух ординат сокращенной интегральной кривой (для моментов t_2 и t_3) равна

$$W_{sh}(t_3) - W_{sh}(t_2) = \int_0^{t_3} (Q_w - Q_0)\,dt - \int_0^{t_2} (Q_w - Q_0)\,dt =$$

$$= \int_{t_2}^{t_3} Q_w dt - \int_{t_2}^{t_3} Q_0 dt = W(t_3) - W(t_2) - Q_0(t_3 - t_2), \qquad (8.28)$$

т. е. стоку за выделенный интервал времени $W(t_3) - W(t_2)$ за вычетом объема воды, вычисленного за тот же период по постоянному расходу $Q_0(t_3 - t_2)$.

3. Тангенс угла наклона к оси абсцисс касательной, проведенной к сокращенной интегральной кривой, выражает разность расходов $\Delta W_{sh}/\Delta t = Q_w - Q_0$, что следует из (8.26).

Аналогично, тангенс угла наклона секущей к оси абсцисс даст среднее значение разности $(Q_w - Q_0)$ или разность $(\bar{Q}_w - Q_0)$.

При $dW/dt = 0$ сокращенная интегральная кривая имеет максимум или минимум (точки перегиба), при этом $Q_w = Q_0$.

В случае $dW/dt>0$ тангенс угла наклона касательной положительный (кривая поднимается) и $Q_w>Q_0$. Если же $dW/dt<0$, тангенс отрицательный (кривая опускается) и $Q_w\leqslant Q_0$.

Очевидно, если принять Q_0 равным среднему расходу за весь рассматриваемый период (т. е. год при сезонном регулировании), то конечная точка интегральной кривой $W_{sh}(t)=0$ будет лежать на оси абсцисс.

Представим теперь сокращенную интегральную кривую не в прямоугольных (рис. 8.15, *в*), а в косоугольных координатах (рис. 8.15, *г*). Согласно выражению (8.26), ординаты сокращенной (разностной) интегральной кривой равны вертикальным отрезкам между линией OA (полная интегральная кривая) и прямой OB (интегральная кривая при постоянном расходе). Поворотом чертежа вокруг начала координат O по часовой стрелке совмещают линию OB с осью абсцисс $O'B'$ (рис. 8.15, *г*), при этом прежняя ось абсцисс OC займет наклонное положение $O'C'$, составляя с осью ординат уже не прямой, а тупой угол, отсюда и название «косоугольные координаты». Кривая OA' является перестроенной полной интегральной кривой стока гидрографа $Q=Q(t)$ в косоугольных координатах. Любой вертикальный отрезок $M'N'$ между $O'A'$ и $O'C'$ равен отрезку MN между OA и OC.

Таким образом, кривая OA' представляет собой полную интегральную кривую в координатных осях OC', OW и сокращенную интегральную кривую в координатах OB', OW. Последнюю кривую OA' называют интегральной кривой стока в косоугольных координатах.

Для контроля построений и удобства отсчета полных ординат на рис. 8.15, *г* проводят ряд прямых, параллельных $O'C'$, соответственно круглым значениям объемов стока на оси $O'W$. Эти параллельные линии служат косоугольной координатной сеткой шкалы объемов и позволяют определить полный сток на сокращенной интегральной кривой без дополнительных построений. Обычно косоугольная сетка не наносится, так как при практических расчетах достаточно иметь ординаты сокращенной интегральной кривой.

Для построения и использования в расчегах регулирования стока сокращенной (разностной) интегральной кривой соответственно перестраивают и лучевой масштаб (рис. 8.15, *д*). Полюс масштаба O' перемещается вверх по шкале расходов на величину Q_0 в точку O''. Затем точка O'' соединяется лучами с точками, соответствующими различным расходам на шкале расходов. Теперь линия $O''Q_0$ соответствует среднему расходу за расчетный интервал Q_0, а не нулевому расходу, как было в прямоугольных координатах. Направление луча $O''R$ соответствует расходу, равному нулю. Лучи, проведенные параллельно касательным или секущим к сокращенной кривой, будут соответствовать расходам в момент касания или среднему расходу за интервал времени между точками, через которые проведена секущая.

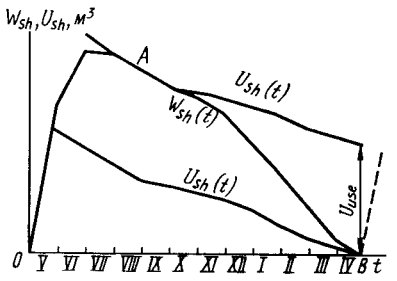


Рис. 8.16. Графический способ определения полезного объема водохранилища по сокращенным кривым притока и отдачи

Преимуществом сокращенной интегральной кривой стока является отчетливое изображение характерных фаз стока — половодья и межени, многоводных и маловодных периодов при общей наглядности и нормальных размерах чертежа.

Для определения полезного объема водохранилища с помощью интегральных кривых в косоугольных координатах совмещают на одном чертеже сокращенную интегральную кривую стока и сокращенную интегральную кривую отдачи (рис. 8.16). При этом

$$U_{sh}(t)=\int_0^t (Q_U-Q_0)\,dt=\sum_{i=1}^{i=n}(Q_U-Q_0)\,\Delta t_i \qquad (8.29)$$

или

$$U_{sh}(t)=U(t)-W_0(t), \qquad (8.30)$$

где U_{sh} — ордината сокращенной интегральной кривой отдачи; $U(t)$ — ордината полной интегральной кривой отдачи; Q_U — расход отдачи, м³/с.

Принимая Q_0 равным среднему расходу притока за год расчетной обеспеченности, получают ординату сокращенной интегральной кривой стока в конце годового интервала, равной нулю.

Используя изложенный выше графический прием совмещения интегральных кривых стока и отдачи, определяют дефицит стока. Полезный объем водохранилища находят как наибольшее вертикальное расстояние между сокращенной интегральной кривой потребления U_{sh} и сокращенной интегральной кривой стока W_{sh} внутри интервала времени между верхней и нижней точками касания этих кривых при условии, что интегральная кривая потребления не пересекает интегральную кривую стока на этом участке.

8.9. ТАБЛИЧНО-ЦИФРОВЫЕ БАЛАНСОВЫЕ РАСЧЕТЫ

Наряду с графическим способом по интегральной кривой и для контроля его основных результатов (расчет емкости, глубины перебоев и т. д.) применяют табличный прием расчетов. Сущность его заключается в последовательном составлении баланса воды по отрезкам времени Δt_i, на которые разделяется весь расчетный период. При этом уравнение баланса имеет вид

$$\Delta V_i=Q_W\Delta t_i-Q_U\Delta t_i-V_{loss}-Q_{ev}\Delta t_i, \qquad (8.31)$$

где ΔV_i — изменение объема водохранилища за время Δt_i, м³; Q_W — расчетный расход (приток) м³/с; Q_U — расход отдачи (водопотреб-

ление), м³/с; V_{loss} — объем потерь воды из водохранилища за время Δt_1, м³; Q_{ev} — сбросной расход воды, м³/с.

В качестве расчетного интервала времени Δt_i принимают пятидневку, декаду, месяц, сезон, год в зависимости от необходимой точности и интенсивности притока.

При определении полезного объема водохранилища при заданном водопотреблении при всех видах регулирования стока расчет начинают с конца наиболее резкого и длительного маловодья, при этом наполнение водохранилища принимают равным мертвому объему V_{DZL}.

Водный баланс подсчитывают с конца к началу каждого интервала, переходя от последнего к предыдущему в порядке, обратном ходу времени. Расчет продолжают до начала маловодного периода, а таблицу заполняют снизу вверх. Полученное при этом наибольшее наполнение в начале маловодного периода и является искомым полным объемом водохранилища. При известном общем объеме водохранилища расчет продолжают уже по ходу времени и опять от мертвого объема. При этом за начало расчета принимают: при сезонном регулировании — начало водохозяйственного года до заполнения найденного объема; при многолетнем регулировании — от конца маловодного периода до заполнения объема и далее до конца всего периода. Полученный в конце всего периода остаточный объем переносится к началу всего периода. Далее, соблюдая тот же режим, расчет продолжают до того момента, где он закончился при определении объема водохранилища (т. е. начала маловодья).

Если известны объем водохранилища и водопотребление, то расчет начинают с периода обильного половодья, в которое водохранилище будет обязательно наполнено, и проводят до конца межени, предшествующей половодью. Расчет ведут по интервалам в хронологической последовательности, вычисляя объемы наполнений водохранилища и сбросов на конец расчетного интервала. При условии, что потери не учитываются, уравнение водного баланса может быть записано в виде

$$V_{e,i} = V_{b,i} + (W_{p\%} - U)_i - V_{ev}, \tag{8.32}$$

где $V_{e,i}$ — объем воды в водохранилище (наполнение) на конец соответствующего расчетного интервала времени Δt_i, м³; $V_{b,i}$ — наполнение на начало расчетного интервала времени Δt_i, м³; $(W_{p\%} - U)_i$ — объем избытка или дефицита за время Δt_i, м³; $V_{ev,i}$ — объем сброса воды за время Δt_i, м³.

Поскольку наполнение водохранилища ограничено уровнями *NPL* и *DZL*, можно записать

$$V_{NPL} > V_{e,i} > V_{DZL}. \tag{8.33}$$

Для каждого последующего расчетного интервала времени за начальное наполнение принимают наполнение предшествующего интервала: $V_{b2} = V_{e1}$; $V_{b3} = V_{e2}$ и т. д.

В том случае, если фактический объем внутри рассматриваемого периода превышает полный объем водохранилища, следует произвести сброс воды до уровня *NPL*, при этом объем сброса определяют по формуле

$$V_{ev}=V_{e,i}-V_{NPL}. \tag{8.34}$$

Если объем водохранилища вмещает весь объем стока, то сброса практически не будет, т. е. $V_{ev}=0$. В конце расчетного периода $V_{ei}=V_{DZL}$.

Балансовый метод расчета дает возможность установить потери воды из водохранилища. Предварительно для учета потерь воды полезный объем водохранилища $V_{use,\,n}$ увеличивают на 15...20%, предполагая затратить этот дополнительный объем на потери в процессе регулирования:

$$V_{use,br}=(1{,}15...1{,}20)\,V_{use,n}. \tag{8.35}$$

Тогда полный объем водохранилища

$$V_{NPL}=V_{use,br}+V_{DZL}. \tag{8.36}$$

В ходе балансового расчета по интервалам времени Δt_i устанавливают действительные суммарные потери на испарение, фильтрацию и льдообразование. Объем каждого вида потерь в расчетном интервале определяют в зависимости от слоя потерь и средней площади водной поверхности. При этом суммарные потери в период забора воды из водохранилища (сработки) вычитают из соответствующего расчетному интервалу времени объема водохранилища, а в период избытка стока при наполненном водохранилище вычитают из объема сброса.

Если действительные потери воды за период сработки окажутся равными предварительно принятым, то в конце межени или длительного маловодья в водохранилище останется лишь мертвый объем. Если водохранилище не срабатывается до уровня мертвого объема, то это свидетельствует о превышении полезного объема $V_{use,\,br}$. В этом случае полезный объем следует уменьшить на разницу между объемом в конце расчетного периода и мертвым объемом, т. е. на величину превышения принятых потерь над действительными. Наконец, если в конце расчетного периода водохранилище срабатывается ниже уровня мертвого объема, предварительно принятый объем $V_{use,\,br}$ недостаточен для удовлетворения потребления и потерь. Следовательно, его необходимо увеличить на недостающий объем. Далее выполняют расчеты второго, третьего и т. д. приближения, аналогично рассмотренным ранее, до получения стабильного значения $V_{use,\,br}$ с учетом потерь, отличающегося от предыдущего не более чем на 5%. При этом в ходе каждого последующего расчета потери воды вычисляют в зависимости от наполнений водохранилища, вычисленных в предшествующем приближении.

Пример таблично-цифрового балансового расчета сезонного регулирования стока приведен в табл. 8.4. Формы таблиц для таб-

Таблица 8.4. **Расчет водохранилищ таблично-цифровым способом**

Предварительные параметры водохранилища: $V_{DZL}=120\cdot10^6$ м³; $V_{use\ netto}=1481\cdot10^6$ м³; $V_{loss}=0{,}2\cdot1481\cdot10^6=296{,}2\cdot10^6$ м³; $V_{use\ brutto}=1777{,}2\cdot10^6$ м³; $V_{NPL}=1897{,}2\cdot10^6$ м³

Месяц	Расчетный сток W_t, 10^6 м³	Плановая отдача U_t, 10^6 м³	Сток минус отдача (W_t-U_t), 10^6 м³	Наполнение без учета потерь: Начальные показатели за месяц: объем водохранилища $V_{t.b}$, 10^6 м³	Начальные показатели за месяц: уровень воды $H_{b.t}$, м	Сброс без учета потерь V_{ep}, 10^6 м³	Конечные показатели за месяц: объем водохранилища $V_{t.e}$, 10^6 м³	Конечные показатели за месяц: уровень воды $H_{t.e}$, м	Площади водной поверхности: в начале месяца $\Omega_{t.b}$, 10^6 м²	в конце месяца $\Omega_{t.e}$, 10^6 м²	средняя за месяц Ω_m, 10^6 м²	разность в начале и конце месяца Ω_{dif}, 10^6 м²	Расчет потерь V_{loss}: на испарение $h_{z.t}$, мм	на испарение V_z, 10^6 м³	на фильтрацию $h_{f.t}$, мм	на фильтрацию V_f, 10^6 м³	на льдообразование $h_{i.t}$, мм	на льдообразование V_i, 10^6 м³	Суммарные потери $V_{loss.t}$, 10^6 м³	Наполнение с учетом потерь: Сброс с учетом потерь V'_{ep}, 10^6 м³	Конечные за месяц: Объем водохранилища $V_{t.e}$, 10^6 м³	Конечные за месяц: Уровень воды $H_{t.e}$, м
V	2204	268	+1936	120	6,50	158,8	1897,20	18,00	46	320	183	—	195	35,68	50	9,15	—	—	44,83	113,97	1897,20	18,00
VI	1199	277	+922	1897,20	18,00	922	1897,20	18,00	320	320	320	—	98	31,36	50	16,0	—	—	47,36	874,64	1897,20	18,00
VII	480	269	+221	1897,20	18,00	221	1897,20	18,00	320	320	320	—	34	10,88	50	16,0	—	—	26,88	194,12	1897,20	18,00
VIII	306	300	+6	1897,20	18,00	6	1897,20	18,00	320	320	320	—	12	3,84	50	16,0			19,84	—83,84	1883,36	17,80
IX	316	462	—146	1883,36	17,80	—	1737,36	17,50	310	280	295	—	11	3,24	50	14,75			17,99	—	1719,37	17,20
X	428	448	—20	1719,37	17,20	—	1699,37	17,10	290	270	280	—	6	1,68	50	14,00			15,68	—	1683,69	17,00
XI	315	464	—149	1683,69	17,00	—	1534,69	16,50	260	250	255	10	—	—	50	12,78	100	1,00	13,78	—	1520,91	16,30
XII	184	448	—264	1520,91	16,30	—	1256,91	15,50	240	220	230	20	—	—	50	11,00	300	6,00	17,00	—	1239,91	15,40
I	186	358	—172	1239,91	15,40	—	1067,91	15,00	216	200	208	16	—	—	50	10,40	500	8,00	18,40	—	1049,51	14,90
II	135	393	—258	1049,51	14,90	—	791,57	13,80	204	184	194	20	—	—	50	9,70	700	14,00 29,00	23,70	—	767,81	13,50
III	122	448	—326	767,81	13,50	—	441,81	11,50	160	120	140	—	14	1,96	50	7,00	—		8,96	—	432,85	11,20
IV	315	461	—146	432,85	11,20	—	286,85	11,00	110	100	105	—	20	2,10	50	5,25	—	$V_{loss\ dr}$	7,35 136,70	—	279,50	10,60

Выводы: $V_{loss\ dr}=136{,}70\cdot10^6$ м³; $V_{loss}-V_{loss\ dr}=159{,}50\cdot10^6$ м³; $V'_{NPL}=1737{,}7\cdot10^6$ м³.

Проверка расчета: $V_{IV\ e}=V_{DZL}+(V_{loss}-V_{loss\ dr})=(120+159{,}50)10^6$ м³ $=279{,}50\cdot10^6$ м³.

лично-цифровых балансовых расчетов не установлены, они отличаются главным образом последовательностью вычислений и способами учета потерь воды при регулировании стока.

Ввиду простоты таблично-цифровые расчеты нашли широкое применение в практике проектирования. Неоспоримым преимуществом их применения является возможность проверок и использования ЭВМ. Балансовые расчеты для большей наглядности сопровождаются графиками, иллюстрирующими режим работы водохозяйственной установки в хронологической последовательности. Применение таблично-балансового способа в сочетании с вероятностными методами значительно повышает его надежность и обоснованность.

8.10. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СЕЗОННОГО РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

Сезонное регулирование стока является наиболее распространенным видом регулирования *низкого* стока. Оно обусловлено несовпадением во времени внутригодового режима стока и водопотребления. Внутригодовое распределение стока характеризуется ежегодно повторяющимися периодами чередования повышенных в половодье и паводки и пониженных в межени расходов. Поэтому при наличии резервного объема (водохранилища) возможно перераспределение стока в течение года соответственно задачам ежегодного удовлетворения водопотребления. Водохранилище наполняется за счет стока многоводных сезонов и срабатывается во время межени, покрывая дефицит водопотребления.

При сезонном регулировании потребитель обеспечивается водой с определенной степенью надежности, которая назначается в нормативном порядке в зависимости от вида потребителя воды и возможности допущения перебоев в ее подаче. Гарантированную обеспеченность отдачи за год и обеспеченность годового стока расчетного года принимают одинаковыми. При этом годовое водопотребление брутто V_{br} (вместе с потерями из водохранилища) не должно превышать обеспеченный объем годового стока $W_{p\%}$. Сопоставление расчетного стока и плановой отдачи по расчетным интервалам времени внутри года позволяет выявить периоды, в течение которых отдача с учетом потерь превышает расчетный сток. Если таким периодом является вся межень, этот вид регулирования называют годовым.

В качестве расчетного интервала Δt_i при сезонном регулировании принимают пятидневку или декаду во время половодья в зависимости от интенсивности изменения притока (в целях достижения необходимой точности) и месяц для остальной части года.

В случае равенства плановой отдачи брутто и обеспеченного объема годового стока годовое регулирование называют *полным*. Если плановая отдача брутто приближается к обеспеченному объему годового стока, регулирование называют *неполным* годовым или глубоким сезонным регулированием стока. При таком соотно-

шении отдачи и стока водохранилище заполняется практически во все годы в пределах заданной обеспеченности, в году расчетной обеспеченности производятся сбросы воды и обеспеченность заполнения водохранилища практически больше гарантированной обеспеченности потребления. Если полная отдача брутто значительно меньше обеспеченности объема годового стока, говорят о неглубоком сезонном регулировании стока.

Модель внутригодового распределения стока в течение расчетного водохозяйственного года устанавливают в зависимости от наличия ряда наблюдений следующим образом: а) при наличии календарного ряда наблюдений продолжительностью более 20 лет применяют метод реального года; б) при длительности ряда наблюдений до 20 лет, но не менее 10 лет расчетный гидрограф получают методом компоновки; в) при коротком ряде наблюдений (менее 10 лет) используют метод гидрологической аналогии или районные схемы и региональные зависимости.

Полезный объем водохранилища сезонного регулирования, а также режим его работы (наполнения, сбросы, промежуточные емкости) определяют таблично-цифровым или графическим способом. Полное использование стока реки на местное водопотребление не допускается. При сезонном регулировании помимо удовлетворения запросов водопотребителей должны быть предусмотрены также затраты воды на поддержание санитарных расходов воды в реке ниже подпорного сооружения.

8.11. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МНОГОЛЕТНЕГО РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

Многолетнее регулирование стока применяют в том случае, если регулирования стока в границах года недостаточно для удовлетворения потребности в воде с заданной обеспеченностью, т. е. $W_{p\,\%} < U_{br}$. При этом виде регулирования стока водохранилище наполняется в многоводные годы, обеспечивая потребность в воде в маловодные годы стоком этих лет. В маловодные годы накопленные запасы используют для покрытия дефицитов стока. Водохранилище многолетнего регулирования используют также для сезонного регулирования. Очевидно, что при многолетнем регулировании нужны и значительно большие объемы водохранилища, чем для других видов регулирования. Полезный объем водохранилища многолетнего регулирования складывается из двух составляющих:

$$V_{use} = V_y + V_s, \tag{8.37}$$

где V_y и V_s — многолетняя и сезонная составляющие объема, м^3. Период сработки многолетней составляющей может продолжаться от одного до нескольких лет, тогда как сезонная составляющая объема срабатывается ежегодно. При многолетнем регулировании стока за расчетный интервал времени Δt_i принимают год, при этом внутригодовые колебания стока и отдачи обычно не учитывают.

Для удобства расчета показатели регулирования стока принято выражать в относительных величинах:

сток — модульным коэффициентом стока

$$K_i = W_i / W_0; \tag{8.38}$$

отдачу — коэффициентом зарегулирования стока

$$\alpha_{br} = U_{br} / W_0, \tag{8.39}$$

где U_{br} — годовое водохозяйственное потребление и годовой объем потерь из водохранилища на испарение и фильтрацию (в зимний период и на льдообразование) за период полной сработки водохранилища:

$$U_{br} = U_n + U_{loss}; \tag{8.40}$$

объем водохранилища — коэффициентом объема

$$\beta_l = V_l / W_0. \tag{8.41}$$

При многолетнем регулировании коэффициент объема водохранилища определяют раздельно для многолетней и сезонной составляющих объема, соответственно

$$\beta_y = V_y / W_0 \text{ и } \beta_s = V_s / W_0.$$

Расчеты многолетнего регулирования по фактическому стоковому расходу можно выполнить при наличии периода гидрометрических наблюдений достаточно большой длительности ($n > 60$ лет) или путем использования искусственных смоделированных рядов большой длительности (порядка 1000 лет). Для определения полезного объема применяют графический или таблично-цифровой способ, при этом многолетнюю и сезонную составляющие объема вычисляют отдельно.

При многолетнем регулировании стока в отличие от сезонного полезная плановая отдача чаще всего не является строго заданной. В процессе расчета при различных объемах потребления для каждого из них вычисляют необходимый объем водохранилища. Оптимальный вариант и соответствующий ему объем водохранилища и годовой объем отдачи устанавливают путем проведения технико-экономических расчетов.

Важно помнить, что потребление при многолетнем регулировании не может превышать среднемноголетнего объема стока, т. е. $U_{br} \leqslant W_0$, в противном случае следует переходить к другому виду перераспределения стока — переброске стока из других бассейнов.

Графический расчет для определения объема водохранилища при многолетнем регулировании стока выполняют в такой последовательности.

Многолетнюю составляющую полезного объема водохранилища определяют путем построения сокращенной интегральной кривой стока (рис. 8.17). Для каждого года находят разность стока текущего года и нормы в виде $K_0 = 1$ и, последовательно суммируя их,

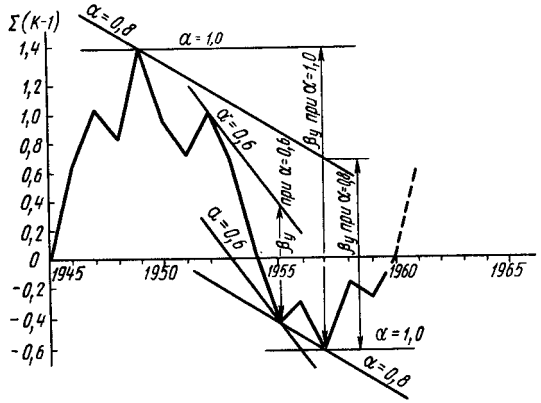


Рис. 8.17. Определение многолетией составляющей β_y по сокращенной интегральной кривой

получают ординаты сокращенной интегральной кривой стока $W_{sh}=\sum_{i=1}^{i=n}(K_i-1)$, при этом конечная ордината интегральной кривой в соответствии с ранее изложенными ее свойствами равна нулю. Так как отдача из водохранилища при многолетнем регулировании не может превышать объем стока среднего года (норму), зарегулированный расход отдачи меньше расхода притока среднего года. Поэтому лучевой масштаб отдачи, выраженный также в относительных единицах, $\alpha_{br}=U_{br}/W_0$ строят для интервала от $\alpha_{br}=0$ до $\alpha_{br}=1$.

Задаваясь различными значениями α_{br}, находят соответствующие им объемы β_y как наибольшее вертикальное расстояние между верхними и последующими нижними касательными, параллельными соответствующим лучам, характеризующим различную отдачу α_{br}, и строят график $\beta_y=\beta_y(\alpha_{br})$ (рис. 8.18).

Многолетнюю составляющую объема и величину отдачи α_{br} (рис. 8.19) определяют по формуле

$$\beta_y=W_{sh1}-W_{sh2}-n(1-\alpha_{br}),\ \text{откуда}$$

$$\alpha_{br}=1-\frac{W_{sh1}-W_{sh2}}{n}, \qquad (8.42)$$

где W_{sh1} и W_{sh2} — ординаты сокращенной суммарной кривой в точках верхнего и нижнего касания; n — число лет между этими точками; α_{br} — принятый коэффициент регулирования стока.

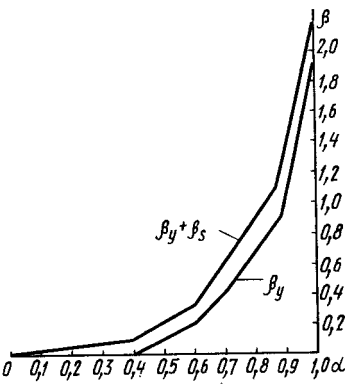


Рис. 8.18. Графики зависимости β_y и $\beta_y+\beta_s$ от α_{br}

Сезонная составляющая полезного объема $\beta_s = V_s/W_0$ представляет собой величину, которая должна быть добавлена к β_y для того, чтобы учесть фактическую внутригодовую неравномерность стока в первый после окончания маловодного периода год, когда многолетний запас будет уже полностью исчерпан. При этом сток этого года не может быть меньше средней годовой отдачи, так как в противном случае он увеличил бы многолетний маловодный период и, следовательно, многолетнюю составляющую β_y. Считают, что в

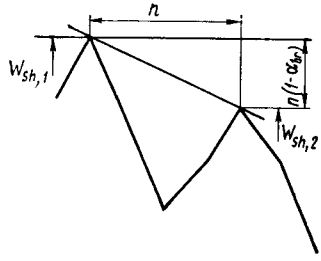


Рис. 8.19. Схема к определению β_y и α_{br} по сокращенной интегральной кривой

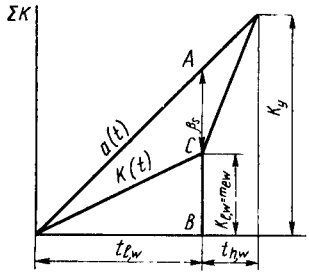


Рис. 8.20. Схема к расчету сезонной составляющей полезного объема водохранилища

расчетном году, по которому определяют β_s, сток равен отдаче: $K_y = \alpha_{br}$. При стоке этого года больше отдачи возможно значительное снижение сезонной составляющей объема β_s водохранилища. Распределение стока расчетного года по сезонам принимают, исходя из среднемноголетнего распределения, как наиболее характерного для данной реки. Год делят на два сезона: половодье и межень. Отдачу в расчетном году принимают постоянной. На рис. 8.20 построены полные интегральные кривые стока и отдачи в безразмерных координатах: по оси ординат отложена сумма модульных коэффициентов стока $\sum_{i=1}^{i=n} K_i$, а по оси асбцисс — время межени $t_{l,w}$ и половодья $t_{h,w}$ в долях года, причем $t_{l,w} + t_{h,w} = 1$.

Согласно ранее принятому, $K_{\bar{y}} = \alpha_{\bar{br}}$, тогда

$$\beta_s = K_{\bar{y}} t_{l,w} - W_{l,w}/W_0. \qquad (8.43)$$

Выразив

$$W_{l,w}/W_0 = (K_{l,w} - W_{l,w})/W_0 = K_{l,w}\bar{m}_{l,w} \qquad (8.44)$$

и подставив это выражение в формулу (8.42), получим

$$\beta_s = K_{\bar{y}} t_{l,w} - K_{l,w}\bar{m}_{l,w}, \qquad (8.45)$$

где $K_{\bar{y}}$ и $K_{l,w}$ — годовой и месячный сток заданной обеспеченности; $m_l = W_{l,w}/W_0$ — доля среднего меженного стока в среднегодовом стоке.

Влияние разницы в изменчивости годового и меженного стока в водохозяйственных расчетах при обычно применяемых параметрах регулирования стока невелико, поэтому можно считать, что $K_{\bar{y}} = K_{l,w} = \alpha_{br}$. Тогда формулу (8.45) можно записать в виде

$$\beta_s = \alpha_{br}(t_{l,w} - \bar{m}_{l,w}). \tag{8.46}$$

В практических расчетах величину $\bar{m}_{l,w}$ и $t_{l,w}$ часто принимают осредненной по трем-четырем маловодным годам или по году со стоком $K = \alpha_{br}$. Из осторожности целесообразно принимать величину $\bar{m}_{l,w}$ как среднее за многолетие.

При неравномерной отдаче, например сосредоточенной в период вегетации, сезонную составляющую объема рекомендуется определять по видоизмененной зависимости

$$\beta_s = \alpha_{l,w} t_{l,w} - \alpha_{br}\bar{m}_{l,w}, \tag{8.47}$$

где $\alpha_{l,w}$ — коэффициент регулирования стока за межень: $\alpha_{l,w} = U_{l,w}/W_0$; α_{br} — коэффициент регулирования стока за год.

Суммируя найденные для различных значений отдачи β_y и β_s, строят график зависимости $\beta_y + \beta_s = f(\alpha_{br})$ (см. рис. 8.18). Каждому значению отдачи соответствуют определенные потери воды из водохранилища, определив которые можно установить полезную отдачу без учета потерь в функции от α_{br}.

Таблично-цифровой балансовый расчет водохранилища многолетнего регулирования выполняют аналогично вышеизложенному для сезонного регулирования. Составление баланса производят по водохозяйственным годам, разделенным на многоводный и маловодный периоды при различных уровнях отдачи из водохранилища. Окончательно параметры водохранилища устанавливают на основе технико-экономического сравнения расчетных вариантов.

Проведение расчетов многолетнего регулирования стока по календарному ряду не всегда дает правильные результаты, потому что критический период сработки водохранилища может состоять из весьма длительной последовательности маловодных лет. Ограниченная выборка ряда наблюдений содержит относительно малое число группировок многоводных и маловодных лет и тем более не может охватить все возможные комбинации последовательности величин стока. Для объективного суждения о повторяемости различных сочетаний многоводных и маловодных лет необходимо иметь достаточно длинный гидрологический ряд или исследовать определенными методами повторяемость различных теоретически возможных сочетаний годовых объемов стока. Современная расчетная практика отечественного проектирования в целях исключения влияния случайных особенностей периода гидрометрических наблюдений требует обязательного дополнения и уточнения расчетов по календарным рядам расчетами по вероятностному методу, основанному на использовании статистических обобщений характеристик стока.

8.12. ОБОБЩЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

Вероятностные методы, используемые при назначении параметров и прогнозировании режима водохранилищ, осуществляющих многолетнее регулирование, развиваются по следующим основным направлениям [3]: получение обобщенных зависимостей между объемом водохранилища, отдачей из него и обеспеченностью этой отдачи; выполнение водохозяйственных расчетов по искусственным гидрологическим рядам большой длительности, смоделированным на основе метода статистических испытаний (Монте-Карло); установление аналитическим методом кривой распределения вероятностей наполнения водохранилища.

С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель одними из первых в отечественной гидрологии получили строгое теоретическое решение задачи многолетнего регулирования на основе теории вероятности (1930—1935). Многолетнюю составляющую объема водохранилища β_y определяют сложением кривых обеспеченности стока. Многолетняя составляющая считается необходимой и достаточной, если гарантированная отдача α_{br} удовлетворяет заданной обеспеченности, т. е. число перебойных случаев не превышает допустимого. Перебои создаются не только отдельными изолированными очень маловодными годами, но и сочетанием сомнительных лет со стоком предшествующих лет. Сомнительные годы сами по себе не являются перебойными, но в сочетании с маловодным стоком предшествующих лет могут оказаться необеспеченными. Задачей расчета является выявление всех возможных случаев перебоев в работе водохранилища и отыскании объема, точно соответствующего заданной обеспеченности. Подробное описание методики сложения кривых обеспеченностей и методов С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля изложено в [3].

Непосредственные расчеты многолетнего регулирования по методу С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля весьма трудоемки. Для облегчения их Я. Ф. Плешковым в 1939 г. были построены номограммы для определения необходимого объема водохранилища при заданных отдаче, ее обеспеченности и коэффициенте вариации годового стока реки. Номограммы составлены для кривой Пирсона III типа и отвечают отсутствию корреляции между стоком смежных лет ($r=0$).

Впоследствии различными авторами (Н. М. Милославским, Г. П. Ивановым, А. Д. Саваренским, И. П. Дружининым и др.) предлагались аналогичные графики, из которых наиболее широкое применение получили номограммы И. В. Гуглия, построенные к априорно предложенной С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем стохастической (математической) модели стока.

Принципиальным методическим недостатком установления зависимостей между объемом и отдачей водохранилища на основе обобщений результатов расчета многолетнего регулирования речного стока является ограниченность длительности рядов, в которых,

несомненно, повторяемость затяжных маловодных серий и их средняя длительность не могут быть установлены достаточно точно и поэтому не отражают всех сложных закономерностей изменения режима водотоков. Номограммы И. В. Гуглия построены по смоделированным гидрологическим рядам длиной 2000 лет путем применения к расчетам параметров многолетней составляющей объема водохранилища метода статистических испытаний с использованием ЭВМ. При составлении их учитывалась приближенными методами автокорреляция в стоковых рядах.

Номограммы представляют зависимости многолетней составляющей объема водохранилища β_y от коэффициента зарегулированности стока α, коэффициента изменчивости годового стока C_v при значениях обеспеченности 75, 80, 85, 90, 95 и 97% при соотношении $C_s=2C_v$ и коэффициенте автокорреляции $r=0 \ldots 0{,}6$ (см. приложение 3). Числовой параметр — коэффициент автокорреляции — рекомендуется нормировать в зависимости от модуля стока реки q:

q, л/(с·км²) . . .	>20	20...10	10...4	4...1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Недостатком указанных номограмм, по данным Д. Я. Ратковича, являются занижение объема водохранилища многолетнего регулирования на реках с очень малыми модулями стока и превышение объема при умеренных и больших модулях стока.

Номограммы Г. Г. Сванидзе, А. Ш. Резниковского, В. В. Зубарева и А. П. Шокина, построенные на той же теоретической основе, но учитывающие наибольшее число факторов изменения режима стока, составлены для наиболее широкого диапазона изменения обеспеченности и соотношения $C_s/C_v=1, 2, \ldots, n$.

В последние годы Д. Я. Ратковичем предложены номограммы для расчетов многолетней составляющей объема водохранилища, полученные капитальными исследованиями ансамблей моделированных рядов годового стока. Основываясь на стохастической модели стока, отражающей основные закономерности чередования лет различной водности на реках, Д. Я. Раткович проанализировал материалы многолетних непрерывных наблюдений на более чем 400 реках Земного шара. Координаты названных номограмм приведены в [3].

Можно предполагать, что все рассмотренные номограммы можно применять при определении параметров водохранилища многолетнего регулирования стока. Количественные различия между ними не слишком существенны, поскольку в основе их разработок лежат идентичные исходные положения, различия отмечаются лишь в приемах учета автокорреляции.

Заметное место среди обобщенных методов расчета водохранилищ многолетнего регулирования речного стока занимает метод А. Д. Саваренского (1940), называемый методом кривых обеспеченностей наполнений. С его помощью возможно определение не только гарантированной отдачи водохранилища, но и других результа-

тов регулирования — обеспеченности наполнений водохранилища, сбросов из него, перебоев и т. д. Расчет заключается в построении кривых обеспеченности сумм по исходным кривым обеспеченности слагаемых. Полученная в результате сложения кривых обеспеченности безусловная кривая обеспеченности регулирования стока позволяет определить все основные параметры регулирования стока (фактическую отдачу, наполнение водохранилища, сбросы) в зависимости от обеспеченности.

Рассмотренные обобщенные методы расчета полезного объема водохранилища предлагают раздельное определение многолетней β_y и сезонной β_s составляющих, при этом сезонную составляющую рассчитывают по формулам (8.45) и (8.46).

Методы, позволяющие устанавливать полезный объем водохранилища без условного деления его на сезонную и многолетнюю составляющие (методы А. Д. Саваренского, С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля и т. д.), ввиду значительной сложности и большого объема расчетов, а также меньшей точности не получили широкого распространения в практике водохозяйственных расчетов.

8.13. РЕГУЛИРОВАНИЕ СТОКА НА ПЕРЕМЕННОЕ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЕ

В процессе эксплуатации режимы работы водохранилища всегда отличаются от расчетных и ни одно водохранилище не работает с постоянной «жестко заданной» отдачей. В многоводные годы и периоды, когда образуются излишки воды, встает задача наиболее полного и рационального их использования в целях предотвращения холостых сбросов. В крайне маловодные годы (за пределами расчетной обеспеченности) возникает необходимость в уменьшении глубины перебоев за счет увеличения их продолжительности и соответствующего ограничения водопотребления. Поэтому в эксплуатационных условиях переходят на переменную отдачу, назначая ее величину в зависимости от времени года и наличия запаса воды в водохранилище. Порядок использования водных ресурсов водохранилища определяют согласно специальным правилам управления его работой в виде диспетчерских графиков. Эти правила разрабатывают с учетом ожидаемого (с той или иной степенью вероятности) хода стока на основе данных о его режиме за прошедшие годы. Диспетчерские графики должны обеспечивать гарантированную отдачу, выявлять избытки стока для использования их в целях повышения отдачи, смягчать перебои в крайне маловодных условиях, сокращать холостые сбросы и устранять переполнение водохранилища над отметками *NPL* и *HWL*.

Диспетчерские графики разрабатывают на основе анализа возможных режимов работы водохранилища в различных гидрологических условиях. На диспетчерском графике по оси ординат откладывают объемы водохранилища V или уровни воды в нем H при соответствующем наполнении, а по оси абсцисс — время года. Ха-

рактерными линиями поле графика делят на три основные зоны: гарантированной отдачи, зону ограничения отдачи и зону избытков стока (рис. 8.21). К характерным линиям диспетчерского графика относятся противоперебойная, противосбросовая и линии ограничения (пониженной) отдачи.

Противоперебойная линия является верхней границей зоны гарантированной отдачи и состоит из двух ветвей: ветви наполнения и ветви опорожнения. Ветвь наполнения обеспечивает создание к концу половодья запаса воды, необходимого для поддержания гарантированной отдачи. Ветвь сработки ограничивает чрезмерную сработку водохранилища в меженный период.

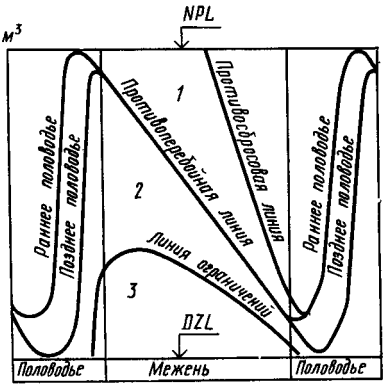


Рис. 8.21. Вид диспетчерского графика при сезонном регулировании стока:

1 — зона повышенной отдачи; *2* — зона гарантированной отдачи; *3* — зона ограниченной отдачи

Противосбросовая линия представляет собой нижнюю границу зоны с отдачей, повышенной до максимального водопотребления установки (во избежание сбросов). Она также состоит из двух ветвей: ветви наполнения, предотвращающей чрезмерно быстрое заполнение водохранилища, и ветви предполоводного опорожнения, обеспечивающей предполоводную сработку полезного объема водохранилища для аккумуляции высоких вод предстоящего половодья.

Зона избытков стока размещается между противоперебойной и противосбросовой линиями. Зону избытков стока можно разделить линиями повышенной отдачи, равной 120, 140 или 150% гарантированной отдачи, на подзоны, соответствующие различным избыткам запаса воды сверх необходимого для обеспечения гарантированной отдачи.

Линии пониженной отдачи совпадают с нижней границей зоны гарантированной отдачи. Они разделяют перебойную зону соответственно некоторым последовательно уменьшающимся величинам отдачи в процентах от гарантированной отдачи, например 90, 80, 70%. Линии пониженной отдачи предназначены для уменьшения глубины перебоев.

Зона полной производительности установки расположена выше противосбросовой линии. Нередко на диспетчерский график наносят *противоаварийную линию,* которая не должна допустить превышения форсированного подпорного уровня.

Различие форм диспетчерских графиков определяется видом регулирования стока, характером его внутригодового распределения, соотношением между гарантированной и избыточной отдачами. В ряде случаев учитывают сроки наступления раннего или позднего

половодья, его дружность или растянутость. Методика расчета и построения диспетчерских графиков изложена в работах С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля, П. А. Ляпичева, Я. Ф. Плешкова и др. Основу методики составляют следующие приемы.

Все кривые строят навстречу ходу времени, при этом ветвь наполнения противоперебойной и противосбросовой линий строят от отметки NPL до наинизшей диспетчерской точки, а ветви сработки тех же линий — от наинизшей точки до отметки NPL.

Год делят на сезоны, в течение которых происходят сработка и наполнение сезонного объема водохранилища. Сработкой охватывается вся межень $t_{l,w}$, а в остальную часть года $t_{h,w}$ водохранилище заполняется. Общая длительность $t_{l,w}+t_{h,w}=t_y$. Жесткие даты деления года на сезоны постоянны для всех лет имеющегося ряда гидрометрических наблюдений и назначаются с таким расчетом, чтобы фактическое половодье (или паводок) всех лет вмещалось в весенний сезон при любых сроках (ранних или поздних) начала половодья. Жесткое закрепление дат весеннего сезона определяет одновременно постоянные границы межени.

Статистической обработкой данных наблюдений по сезонным объемам стока (половодье, межень) для всех лет фактического ряда определяются соответствующие параметры: средний сток половодья $\overline{W}_{h,w}$ и межени $\overline{W}_{l,w}$, коэффициенты изменчивости C_v и асимметрии C_s.

Расчет и построение диспетчерского графика начинают с ветви сработки противоперебойной линии. Из фактических рядов стока отбирают 5...8 лет, сток которых за межень близок к расчетной величине $W_{l,w,p\%}$. Среднемесячные расходы межени отобранных лет приводят к заданной расчетной обеспеченности путем умножения их на отношение $W_{l,w,p\%}/\overline{W}_{l,w}$ и сравнивают с расходом гарантированной отдачи $Q_{u,p\%}$. Для каждого отобранного года начиная с момента окончания межени (опорожнения водохранилища) против течения времени определяют ординаты ветви сработки до достижения наибольшего наполнения. Получают серию (5—8) линий. Верхняя огибающая кривых сработки определяет расчетные наполнения водохранилища и принимается за ветвь сработки противоперебойной линии.

При сезонном регулировании стока водохранилище считается полностью опорожненным к концу межени. При многолетнем регулировании объем водохранилища к концу межени $V_{l,w}$ принимают равным разности его полного объема при NPL и объема стока половодья $V_{h,w}$ (обеспеченность которого равна обеспеченности отдачи $P\%$) за вычетом отдачи в период половодья $U_{h,w}$:

$$V_{l,w}=V_{NPL}-(V_{h,w}-U_{h,w})=V_{NPL}-V_{dis}, \qquad (8.48)$$

где V_{dis} — объем диспетчерской сработки.

Ветвь наполнения противоперебойной линии строят аналогичным образом начиная с момента спада половодья, когда приток воды в водохранилище снижается до расхода гарантированной отда-

чи. В начале расчета водохранилище принимают наполненным до *NPL*. Учитывая приведенные расходы отобранных маловодных весен и соблюдая гарантированную отдачу, строят кривые наполнения в направлении, противоположном ходу времени.

Верхнюю сгибающую серии кривых наполнения принимают за ветвь наполнения противоперебойной линии. Если имеется возможность рассмотрения ранних и поздних половодий, строят соответственно несколько ветвей наполнения противоперебойной линии.

Линию ограничений, являющуюся нижней границей зоны гарантированной отдачи, строят аналогично ветви сработки противоперебойной линии, причем в качестве начального уровня принимают *DZL*.

Для построения противосбросовой линии из статистического ряда наблюдений отбирают годы с многоводной меженью и многоводным половодьем для обеспеченности $100 - P\%$, где $P\%$ — обеспеченность гарантированной водоотдачи. Дальнейшее построение выполняют аналогично построению противоперебойной линии. После приведения среднемесячных расходов стока к расчетным величинам ходом против времени строят линии сработки водохранилища и накопления стока. Нижнюю огибающую этих линий принимают за ветвь сработки (для половодья) противосбросовой линии.

Диспетчерские графики применяют совместно с батиграфическими характеристиками. По зависимости $V = V(H)$ при соответствующем уровне диспетчер определяет запас воды в водохранилище и наносит точку, соответствующую моменту наблюдений, на диспетчерский график. Определив зону, в которую попала точка, диспетчер принимает решение о расходах подачи воды потребителям.

Использование диспетчерских графиков, построенных по обобщенным характеристикам стока, является надежным средством повышения эффективности эксплуатации водохранилищ. Диспетчерские графики как средство контроля работы водохозяйственной установки при любых гидрологических и водохозяйственных ситуациях позволяют обеспечить оптимальное использование речного стока в реальных условиях. Диспетчерское регулирование следует принимать обязательным в эксплуатации установок и должно контролироваться водохозяйственным органом.

8.14. РЕГУЛИРОВАНИЕ ВОДОХРАНИЛИЩАМИ СТОКА ПОЛОВОДИЙ И ПАВОДКОВ

Регулирование высокого стока производят в целях трансформации гидрографа половодья (паводка) в гидрограф сбросных расходов. Это необходимо для уменьшения параметров сбросных сооружений (а значит, и стоимости) и сокращения максимальных расходов воды для снижения ущерба от затопления в нижнем бьефе гидроузла.

Процесс трансформации высокого стока заключается во временном задержании в водохранилище части излишков воды. Следст-

вием этого являются повышение уровня воды до отметки HWL и образование объема форсировки. Однако повышение уровня воды выше отметки NPL обусловливает увеличение высоты плотины, дополнительное затопление и подтопление земель в районе сооружения. Поэтому оптимальный объем дополнительной емкости, предназначенной для уменьшения максимальных расходов половодья (паводка), устанавливают путем технико-экономических расчетов.

Исходными данными для выполнения расчета водохранилища на пропуск высокого стока и его трансформацию служат: гидрограф притока расчетной вероятности превышения, зависимость пропускной способности сооружений гидроузла от уровней воды в его бьефах, кривая площади водной поверхности водохранилища в зависимости от уровней воды в нем $\Omega=\Omega(H)$ и правила пропуска высоких вод через гидроузел (диспетчерский график).

Форма гидрографов высоких вод, так же как и гидрографов годового стока, определяемая влиянием природных факторов, в деталях индивидуальна. К основным элементам, характеризующим каждый гидрограф высоких вод, относят объем стока, максимальный расход, асимметрию очертания, продолжительность половодья и паводка (подъема и спада), накладывание второстепенных паводков.

Вследствие многочисленности названных элементов и их возможных комбинаций для установления гидрографа заданной обеспеченности (в зависимости от класса сооружения) под норматив обеспеченности стремятся подвести решающие характеристики гидрографа высоких вод — максимальный расход Q_{max} и объем стока воды основной волны и объем всего весеннего половодья (дождевого паводка).

Формы расчетных гидрографов нормами [15] проектирования рекомендуется принимать по моделям наблюденных высоких половодий или дождевых паводков в расчетном створе или на реке-аналоге. Расчетный створ относят к входному створу водохранилища, за который обычно принимают место выклинивания подпора при отметке NPL в межень. При недостаточности или отсутствии данных наблюдений применяют схематические расчетные гидрографы половодья (паводка). В качестве расчетных принимают конфигурацию наблюденного гидрографа или теоретические схемы.

При наличии длительного ряда гидрометрических наблюдений на исследуемой реке представляется возможным выбор в качестве модели гидрографа высоких вод редкой повторяемости по решающим признакам: максимальному расходу и объему половодного стока.

Для перехода от гидрографа-модели к расчетному гидрографу координаты последнего определяют по соотношениям

$$Q_{p\%i}=Q_{m,i}\widetilde{Q}_{p\%}/\widetilde{Q}_m; \tag{8.49}$$

$$t_i=t_{m,i}\widetilde{q}_m h_{p\%}/(\widetilde{q}_{p\%}h_{m,i}), \tag{8.50}$$

где $Q_{p\%,i}$, t_i — текущие ординаты расчетного гидрографа, м³/с и с;

$Q_{m,i}$, $t_{m,i}$ — текущие ординаты гидрографа-модели, м³/с и с; $\bar{Q}_p$ % и $\bar{Q}_m$ — максимальные среднесуточные расходы расчетной обеспеченности в расчетном створе и для модели, м³/с; h_p%, $\bar{q}_p$% — расчетный слой и модуль стока половодья, мм и м³/(с·км²); h_m, $\bar{q}_m$ — слой и модуль стока модели, мм и м³/(с·км²).

Максимальные среднесуточные расходы $\bar{Q}_p$% определяют делением расчетного максимального расхода Q_p% на коэффициент k_τ (табл. 8.5).

Таблица 8.5. **Коэффициент k_τ для перехода от расчетных мгновенных максимальных расходов воды Q_p% к среднесуточным расходам $\bar{Q}_p$%**

Реки и природная зона	Значения k_τ при площади водосбора, км²							
	1	10	50	100	500	1000	2000	5000
Равнинные реки:								
зоны тундры и лесной зоны	1,6	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
лесостепной и степной зоны	4,0	3,0	2,0	1,5	1,2	1,1	1,0	1,0
зоны сухих степей и полупустынь	6,0	4,0	2,5	2,0	1,5	1,4	1,3	1,2
Горные реки с весенне-летним половодьем	2,0	1,7	1,4	1,3	1,2	1,2	1,1	1,1

Примечание. Для промежуточных площадей значение k_τ определяют интерполяцией.

Подобные приведения гидрографов рекомендуется выполнить по нескольким гидрографам, близким к расчетному по обеспеченности решающих признаков, и наиболее неблагоприятный по величине сбросного расхода или по высоте форсировки уровня принять за окончательный.

При упрощенных методах расчета гидрографы половодий (паводков) схематизируют в виде треугольника или трапеции (метод Д. И. Кочерина). В основе метода лежит допущение о линейном законе нарастания и спада расходов. В случае треугольной формы гидрограф вычерчивают по двум элементам: Q_{max} и ΣQ, при этом длительность T_p гидрографа (основание треугольника) связана с Q_{max} и ΣQ соотношением $T_p = 2\Sigma Q/Q_{max}$, т. е. максимальный расход равен удвоенному среднему расходу гидрографа.

Общую длительность T_p по двум фазам подъема t_n и спада t_l обычно принимают по соотношению их в пределах от $t_n/t_l = {}^1/_2 \ldots {}^1/_{2,5}$ для малых рек до $t_n/t_l = {}^1/_{2,5} \ldots {}^1/_3$ для значительных рек (рис. 8.22, *а*).

В случае более или менее значительного стояния максимума расхода более корректной является трапецеидальная форма расчетного гидрографа (рис. 8.22, *б*).

Для схематизации расчетных гидрографов применяют также известную в математике биномиальную кривую распределения вероятностей (обычно III типа), удачно передающую общий характер изменения расходов во время половодья и паводка. Д. Л. Соколовский предложил схематизировать гидрограф половодья двумя сходящимися параболами с вогнутыми к оси абсцисс ветвями и острой вершиной. В расчетной практике для схематизации гидрографов находят применение кривая Гудрича, обобщенный процентный гидрограф (А. В. Огиевского) и другие схемы построения.

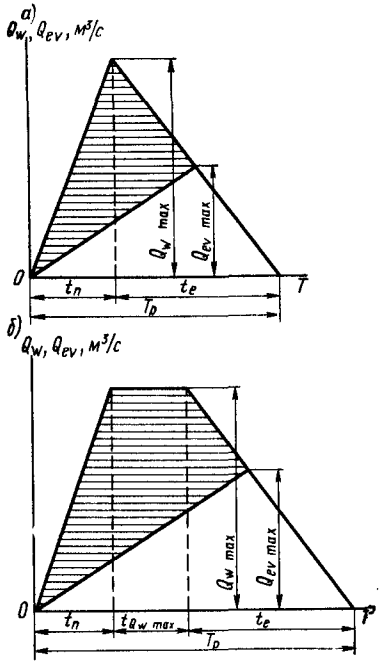


Рис. 8.22. Расчетная схема трансформации половодья (паводка) при треугольной (*а*) и трапециедальной (*б*) формах гидрографа

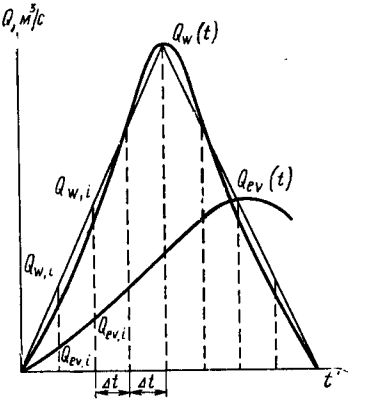


Рис. 8.23. Расчетная схема приближенного интегрирования уравнения баланса воды в водохранилище

Излишки воды из водохранилища удаляют через водосбросные сооружения. Наиболее распространенными на водохранилищах являются водосливы практического профиля со щитами на гребне или без щитов и донные водовыпускные с затворами. Типы водосбросных сооружений, их конструкции и расчетные формулы изложены в гл. 12.

Основу водохозяйственного расчета водохранилища при пропуске высокого стока составляет уравнение баланса воды в водохранилище

$$Q_w - Q_{ev} = \pm \Omega dH/dt, \qquad (8.51)$$

где Q_w — расчетный расход во входном створе водохранилища, м³/с; Q_{ev} — расход в створе водосбросного сооружения, м³/с; Ω — площадь водной поверхности водохранилища, м².

Ввиду сложности зависимостей, характеризующих гидрограф половодья $Q=Q(t)$ и функцию $\Omega=\Omega(H)$, непосредственное интегрирование уравнения (8.51) затруднено. При расчетах используют прием приближенного интегрирования, предложенный М. В. Потаповым.

Всю продолжительность половодья (паводка) (рис. 8.23) делят на конечные интервалы времени (декады, пятидневки, сутки или часы), в течение которых расходы притока Q_w и сброса Q_{ev} можно считать изменяющимися по линейному закону. Интервалы принимают одинаковыми и одну из границ расчетных интервалов совмещают с максимальной ординатой расчетного гидрографа половодья (паводка).

Уравнение водного баланса водохранилища (уравнение неразрывности) записывают в виде

$$\frac{Q_{w,b}+Q_{w,e}}{2}\Delta t=\frac{Q_{ev,b}+Q_{ev,e}}{2}\Delta t\pm(V_e-V_b), \qquad (8.52)$$

где $Q_{w,b}$, $Q_{ev,b}$ и V_b — приток, сброс и объем водохранилища в начале интервала времени $Q_{w,e}$; $Q_{ev,e}$ и V_e — то же, в конце интервала.

Из уравнения (8.51) разность (V_e-V_b), равная приращению объема водохранилища за интервал Δt, выражается так:

$$V_e-V_b=Q_{w,m}\Delta t-\frac{1}{2}Q_{ev,b}\Delta t-\frac{1}{2}Q_{ev,e}\Delta t \qquad (8.53)$$

или

$$V_e+\frac{1}{2}Q_{ev,e}\Delta t=Q_{w,m}\Delta t+\left(V_b+\frac{1}{2}Q_{bv,e}\Delta t\right)-Q_{ev,b}\Delta t, \qquad (8.54)$$

где $Q_{w,m}=(Q_{w,b}+Q_{w,e})/2$.

Члены правой части известны для каждого интервала времени, так как в начальный момент первого интервала их определяют по исходным параметрам, а затем передают расчетом от одного интервала к другому. Члены V_e и $Q_{ev,e}$, стоящие в левой части уравнения, необходимо определить расчетом.

Предварительно, задаваясь различными слоями форсировки $h_{h,w}$, вычисляют (по расчетному гидрографу стока и батиграфическим характеристикам) соответствующие этим значениям объемы водохранилищ и сбросные расходы Q_{ev} (по уравнению расхода сбросного сооружения). По полученным данным строят график $Q_{ev}=Q_{ev}(V)$ (рис. 8.24). Прибавлением ко всем абсциссам кривой $Q_{ev}=Q_{ev}(V)$ величины $Q_{ev}\Delta t/2$ вычисляют ординаты графика $Q_{ev}=Q_{ev}(V+Q_{ev}\Delta t/2)$.

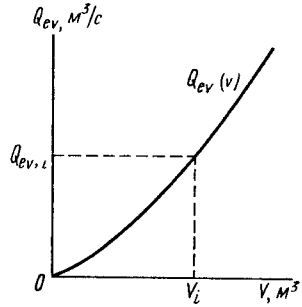


Рис. 8.24. График зависимости сбросных расходов от объема воды в водохранилище

Уравнение (8.53) решают путем последовательных приближений в таблич-

ной форме. Задаваясь сбросным расходом в конце интервала и подставляя известные величины в уравнение (8.53), находят объем водохранилища в конце интервала. По графику $Q_{ev}=Q_{ev}(V+Q_{ev}\Delta t/2)$ находят соответствующий рассчитанному объему водохранилища в конце интервала сбросной расход $Q'_{ev,e}$. Если последний не равен ранее принятому $Q_{ev,e}$, то его следует изменить, добиваясь достижения равенства $Q'_{ev,e}=Q_{ev,e}$ для каждого интервала Δt. Максимальный сбросной расход $Q_{ev\,max}$ соответствует наибольшему в расчете значению вспомогательной величины $(V+{}^1/_2\,Q_{ev}\Delta t)$. По значению $Q_{ev\,max}$ определяют максимальный уровень водохранилища.

При рассмотрении совмещенных на одном чертеже расчетного гидрографа половодья (паводка) и гидрографа сбросных расходов нетрудно видеть, что $Q_{ev\,max}$ находится на спаде половодья в точке пересечения гидрографов Q_w и Q_{ev}, т. е. увеличение сбросных расходов запаздывает по сравнению с расходами половодья. Это запаздывание связано с площадью водной поверхности водохранилища прямой зависимостью: чем больше площадь водной поверхности, тем медленнее повышается уровень воды с возрастанием расхода половодья.

Вышеописанный графоаналитический прием расчета трансформации гидрографа половодья по статическим объемам предложен М. Ф. Потаповым и интерпретирован Я. Д. Гильденблатом. Способы приближенного интегрирования уравнения баланса воды в водохранилище достаточно трудоемки, и применяют их для любой конструкции водосбросных сооружений в основном для особо ответственных случаев, требующих высокой точности расчетов.

В водохозяйственной практике массового характера обычно применяют приближенный метод Д. И. Кочерина (1927 г.), в котором расчетный гидрограф имеет вид треугольника или трапеции, а нарастание сбросных расходов происходит по линейному закону.

При расчетном гидрографе треугольной формы (см. рис. 8.22, *а*) объем половодья за время T_p равен площади гидрографа:

$$W_{h,w}=Q_{w\,max}T_p/2, \tag{8.55}$$

где $Q_{w\,max}$ — максимальный расход половодья, м³/с.

Объем сброса в период пропуска половодья

$$W_{ev}=Q_{ev\,max}T_p/2, \tag{8.56}$$

где $Q_{ev\,max}$ — максимальный расход сброса, м³/с.

Тогда объем форсировки (заштрихованная площадь на рис. 8.22, *а*) определится как разность объемов половодья и сброса:

$$W_{HWL}=W_{h,w}(1-Q_{ev\,max}/Q_{w\,max}), \tag{8.57}$$

откуда максимальный сбросной расход равен

$$Q_{ev\,max}=Q_{w\,max}(1-V_{HWL}/W_{h,w}), \tag{8.58}$$

где V_{HWL} — объем форсировки (объем водохранилища выше NPL).

При трапецеидальной схеме формы гидрографа (рис. 8.22, *б*) объем форсировки

$$V_{HWL}=W_{h,w}-W_{ev}=\frac{Q_{w\max}}{2}(T_p+t_{Qw\max})-\frac{Q_{ev\max}}{2}T_p=$$

$$=W_{h,w}\left(1-\frac{Q_{ev\max}}{Q_{w\max}}\cdot\frac{T_p}{T_p+t_{Qw\max}}\right), \qquad (8.59)$$

где $W_{h,\,w}$ — объем половодья: $W_{h,\,w}=Q_{w\max}(T_p+t_{Qw\max})/2$.

Максимальный сбросной расход

$$Q_{ev\max}=\frac{Q_{w\max}}{T_p/(T_p+t_{Qw\max})}\left(1-\frac{W_{HWL}}{W_{h,w}}\right). \qquad (8.60)$$

Метод Д. И. Кочерина значительно упрощает расчет трансформаций половодья (паводка), при этом ошибки при его применении не превышают 5 ... 10%, т. е. находятся в пределах точности гидрометрических измерений. Метод Д. И. Кочерина применим для одиночного водослива без затворов, при этом отметка гребня водослива должна совпадать с отметкой *NPL*, а водохранилище к моменту начала половодья (паводка) должно быть заполнено до отметки *NPL*.

В случае предварительно частично сработанного объема водохранилища ниже отметки *NPL* перед началом половодья (паводка) в водохранилище освобождается дополнительный регулирующий объем V_{reg}, который также может принять участие в регулировании максимального стока. При сработке водохранилища до мертвого объема дополнительный регулирующий объем равен полезному объему водохранилища $V_{use,\,br}$. Наличие дополнительных опорожненных емкостей обусловливает снижение максимальных сбросных расходов, но предъявляет высокие требования к гидрологическим прогнозам. Поскольку регулирование высокого стока в большинстве случаев совмещается с функциями водохранилища по повышению малых расходов, требуются надежные данные по прогнозируемым величинам максимальных расходов и объемов половодья. Неоправданная сработка уровня воды в водохранилище может создать опасность незаполнения полезного объема водохранилища, что отрицательно скажется на регулировании низкого стока.

ГЛАВА 9

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ ДЛЯ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ

9.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ

Для использования водных ресурсов возводят специальные гидротехнические сооружения с соответствующим механическим оборудованием. Разработкой вопросов их теории, проектирования, строительства и эксплуатации занимается прикладная наука — гидротехника. В области водоснабжения и водоотведения основными вопросами, которыми занимается гидротехника, являются оптимальное использование существующих источников водоснабжения, изменение при необходимости естественного водного режима водотоков, создание искусственных запасов воды и прокладка новых водотоков, очистка стоков, защита окружающей среды от возможных негативных последствий гидротехнического строительства и эксплуатации промышленных предприятий, в частности от загрязнения сточными водами рек и водоемов.

Для решения этих вопросов строят комплекс гидротехнических сооружений — гидроузел.

В соответствии с назначением различают энергетические, транспортные, водозаборные и водохранилищные (регулирующие сток) гидроузлы. При наличии в составе гидроузла водоподпорных сооружений гидроузел называют напорным, при их отсутствии — безнапорным. В настоящее время в большинстве случаев крупные гидроузлы строят комплексными, т. е. удовлетворяющими запросы нескольких отраслей народного хозяйства (см. гл. 6).

В состав гидроузла кроме гидротехнических входят и негидротехнические сооружения, необходимые для нормального его функционирования.

Гидротехнические сооружения обычно классифицируют по основным признакам — категориям надежности (срокам службы и капитальности) и целевому назначению, а затем более детально — по специфическим признакам, например по их конструкции, месту расположения и т. п.

По срокам службы гидротехнические сооружения делят на постоянные и временные. Постоянные гидротехнические сооружения с неограниченным сроком эксплуатации подразделяют на основные и второстепенные. К основным относят такие сооружения, отказы в работе которых приводят к полному прекращению или уменьшению отбора и подачи воды потребителю, выработки продукции промышленным предприятием, очистки стоков, могут вы-

звать подтопление территории, загрязнение окружающей среды и другие нежелательные последствия. Отказы в работе второстепенных гидротехнических сооружений сказываются в значительно меньшей степени на работе городских и промышленных систем водоснабжения и водоотведения, промышленных комплексов и систем орошаемого земледелия.

Основными гидротехническими сооружениями являются плотины, дамбы, водозаборные сооружения, судоходные, деривационные, магистральные и оросительные каналы, водосбросные сооружения, туннели, трубопроводы, коллекторы, различные типы бассейнов, резервуаров и емкостей, накопители отходов промышленных производств, регуляционные (выправительные) сооружения, здания гидроэлектростанций, шлюзы, судоподъемники и причалы, насосные станции, охлаждающие устройства в системах оборотного водоснабжения, рыбопропускные и рыбозаградительные сооружения.

Второстепенными гидротехническими сооружениями являются временные причалы, перемычки, отводные каналы, ремонтные затворы и др.

Постоянные гидротехнические сооружения по капитальности делят на четыре класса. Класс устанавливают в соответствии с требованиями СНиПа [15] по значению объектов в народном хозяйстве страны, последствиям возможной аварии или нарушения их эксплуатации. При выборе класса гидротехнического сооружения принимают во внимание наличие в зоне возможного затопления населенных пунктов, промышленных предприятий и транспортных магистралей, высоту сооружения, геологическое строение грунтов основания и другие факторы.

Класс плотин устанавливают в соответствии с табл. 9.1.

В зависимости от последствий нарушения эксплуатации сооружения делят на четыре класса (см. табл. 9.1 и 9.2).

Класс гидротехнических сооружений в зависимости от условий их строительства, последствий от перерывов в работе и аварий, категории водопользователей может быть повышен на единицу. Класс гидротехнических сооружений может быть понижен на единицу при ограниченном до 10 лет сроке службы сооружений, возможности их ремонта без нарушения режима работы или в том случае, если сооружения I и II классов не создают единого напорного фронта.

Класс второстепенных гидротехнических сооружений принимают на единицу меньше класса основных гидротехнических сооружений.

Категорию надежности подачи воды в централизованные системы водоснабжения устанавливают в соответствии с требованиями СНиП 2.04.02—84 «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения».

В соответствии с классом гидротехнического сооружения или категорий системы водоснабжения производят обоснование строительства, определяют объемы изысканий, производят выбор типа

Таблица 9.1. **Классы водоподпорных гидротехнических сооружений в зависимости от их высоты, типа основания и последствий аварии**

Водоподпорные сооружения	Грунты основания	Высота сооружения, м, определяющая классы			
		I	II	III	IV
Плотины из грунтовых материалов	Скальные, песчаные	>100	70...100	25...70	<25
	Крупнообломочные, глинистые, в твердом и полутвердом состоянии	>75	35...75	15...35	<15
	Глинистые водонасыщенные и в пластическом состоянии	>50	25...50	15...25	<15
Плотины бетонные и железобетонные, подводные конструкции зданий гидроэлектростанции, судоходные шлюзы, судоподъемные сооружения, подпорные стенки и другие бетонные сооружения, участвующие в создании напорного фронта	Скальные	>100	60...100	25...60	<25
	Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом и полутвердом состоянии	>50	25...50	10...25	<10
	Глинистые водонасыщенные в пластичном состоянии	>25	20...25	10...20	<10

и конструкции сооружения, его проектирование, устанавливают обеспеченность расчетных расходов и уровней воды, принимают коэффициенты перегрузки условий работы при расчете сооружений по предельным состояниям, подбирают вид и качество строительных материалов.

Гидротехнические сооружения, которые входят в состав комплекса сооружений всех отраслей народного хозяйства, называют общими. Гидротехнические сооружения, применяемые только в системе отдельных или нескольких (но не всех) отраслей, называют специальными.

Общие гидротехнические сооружения делят по назначению на водонапорные, берегозащитные и регуляционные или выправительные сооружения (крепления берегов, дна и откосов водотоков и водоемов, набережные, бермы, буны, подводные волноломы, продольные и поперечные дамбы, полузапруды, запруды и пороги), водоподводящие (каналы, туннели, дюкеры, акведуки, трубопроводы, лотки, сифоны и тому подобные сооружения), водосбросные и водопропускные сооружения.

Специальные гидротехнические сооружения делят на сооружения водного транспорта (шлюзы, судоподъемники, причалы, огра-

Таблица 9.2. **Классы объектов гидротехнического строительства в зависимости от последствий нарушений их эксплуатации**

Объекты гидротехнического строительства	Класс сооружений	
	основные	второстепенные
Гидротехнические сооружения:		
гидравлических, гидроаккумулирующих и тепловых электростанций мощностью, млн. кВт:		
>1,5	I	III
<1,5	II—IV	III—IV
атомных электростаиций мощностью, тыс. кВт:		
>500	I	III
101 . . . 499	II	III
<100	III	IV
На внутренних водных путях:		
сверхмагистральных	II	III
магистральных и местного значения	III	IV
местного значения на малых реках	IV	IV
Сооружения речных портов с навигационным грузооборотом, тыс. усл. т:		
>3000	II	III
151 . . . 3000	III	IV
<150	IV	IV
Речные гидроузлы и магистральные каналы:		
оросительных систем при площади орошения >400 тыс. га	II	III
Мелиоративных систем при площади орошения или осушения, тыс. га:		
51 . . . 400	III	IV
⩽50	IV	IV

дительные сооружения, доки, слипы, эллинги и маяки), лесосплавные (плотоходы, бревноспуски, лотки для транспорта леса, запани, боны и др.), использоваиия водной энергии (гидростанции, гидроаккумулирующие станции, напорные бассейны, уравнительные башни и др.), сооружения мелиоративных систем (шлюзы-регуляторы, водовыпуски, вододелители, ливнепроводы, перепады, быстротоки и др.), рыбного хозяйства (рыбоходы, рыбоподъемники, рыбозаградители, рыбоводные пруды, бассейны и др.), водоснабжения и водоотведения (водозаборные сооружения, насосные станции, очистные сооружения, регулирующие бассейны, накопители отходов промышленных производств, водовыпуски* и др.).

Обязательным сооружением любого гидроузла является плотина, перегораживающая русло реки и создающая разность уровней воды перед сооружением и за ним. Эту разность уровней называют *напором* на плотину.

---

* Водозаборные и очистные сооружения, регулирующие бассейны являются предметом курса «Водоснабжение», насосные станции рассматриваются в курсе «Насосы и насосные станции», водовыпуски — в курсе «Канализация».

Верхним бьефом называют акваторию перед плотиной выше по течению, *нижним бьефом* — водоток за плотиной ниже по течению.

Откос плотины со стороны верхнего бьефа называют напорной гранью, откос со стороны нижнего бьефа — низовой гранью, верх плотины — гребнем, основание плотины — подошвой. Часто к плотинам относят также пороги, запруды и дамбы.

Пороги — это стенки высотой до 1,5 м в русле реки, заглубленные в размываемый грунт дна. Запруды — небольшие плотины высотой от 1,5 до 3 м. Продольные дамбы представляют собой значительные по длине земляные сооружения, возводимые с целью регулирования русл реки, защиты территории от затопления, ограждения каналов, создания золоотвалов, хвостохранилищ и т. д.

Плотины строят для подъема уровня воды в реке или создания запаса воды в водохранилище для населенных пунктов и различных отраслей народного хозяйства и соответственно разделяют на две основные группы: водоподъемные (или русловые) и водохранилищные.

По высоте плотины делят на низкие, средней высоты, высокие и сверхвысокие. Земляные плотины считаются низкими с напором до 15 м, средней высоты с напором от 15 до 50 м и высокие с напором более 50 м. Каменно-земляные и каменные плотины считаются низкими с напором до 20 м, средней высоты с напором от 20 до 70 м, высокими с напором от 70 до 150 м и сверхвысокими с напором более 150 м. Что касается бетонных и железобетонных плотин, то на нескальных основаниях их возводят высотой до 45 м, а на скальных основаниях — высотой до 300 м и более. В соответствии с такой классификацией плотин по высоте классифицируются и гидроузлы: низконапорные с подпором до 10 м, средненапорные с подпором от 10 до 40 м и высоконапорные с напором свыше 40 м. Для водоснабжения в основном строят плотины низкого и среднего напора. Вместе с тем существуют и высоконапорные гидроузлы, образовавшие водохранилища, используемые только для водоснабжения: Артемовский гидроузел на р. Артемовке, водохранилище которого питает водой г. Владивосток и г. Артемовск, Новозлатоустовский гидроузел на р. Ай для водоснабжения г. Златоуста, Кизилский и Губахинский гидроузлы на р. Урал, Нугушский гидроузел в Башкирии и ряд других.

Класс основных гидротехнических сооружений водоснабжения в соответствии с требованиями СНиП 2.04.02—84 устанавливают с учетом его категории. Класс второстепенных сооружений принимают на единицу меньше.

По способу пропуска воды плотины делят на глухие и водосливные. В глухих плотинах устройств для сброса воды в нижний бьеф не предусматривают. В водопропускных (водосливных) плотинах сброс воды в нижний бьеф производят через гребень или поверхностные (водосливные) отверстия, а также через водоспуск-

ные отверстия, заглубленные под уровень воды, в частности расположенные у дна (донные отверстия).

Плотины по материалам, из которых их возводят, подразделяют на грунтовые (земляные, каменно-земляные, каменные), бетонные, железобетонные, деревянные, металлические, тканевые и комбинированные. В настоящее время наибольшее распространение получили плотины грунтовые, бетонные и железобетонные. Грунтовые плотины строят путем укладки грунтов в насыпи, имеющие форму трапеции. Заложение откосов обусловливается видом грунта, способом производства работ и качеством основания.

По условиям пропуска строительных и эксплуатационных расходов воды грунтовые плотины подразделяют на глухие, фильтрующие и переливные.

Глухими называют плотины, фильтрационный расход через тело которых очень мал по сравнению со строительным или эксплуатационным расходом. Пропуск этих расходов производят через водосбросы в берегах или теле плотины.

Фильтрующими называют плотины, фильтрационный расход которых через тело соизмерим с расходами, сбрасываемыми через водосливные отверстия. Эти плотины обычно строят из камня без специальных противофильтрационных устройств.

Переливными называют плотины, в которых строительный и эксплуатационный расходы пропускаются в нижний бьеф через безнапорные водосбросные сооружения, проходящие по гребню и откосам плотины.

Земляные плотины, в которых свыше 50% объема тела плотины выполнены из мелкозернистых, глинистых, песчаных или песчано-гравелистых грунтов, являются наиболее распространенным типом водоподпорных сооружений. Они отличаются несложной конструкцией, надежностью в работе, простыми способами производства работ, возводятся во всех районах страны.

Земляные плотины по способу производства работ делят на насыпные, намывные и полунамывные (рис. 9.1 и 9.2).

Насыпные плотины строят путем отсыпки земли слоями по 10...25 см и последующим тщательным уплотнением каждого слоя. Строительство намывной плотины осуществляется подачей грунта из карьера в смеси с водой в виде пульпы* средствами гидромеханизации к месту укладки. Намывные плотины возводят из однородных грунтов без внутреннего ядра и из неоднородных грунтов, в которых водонепроницаемое ядро создается из наиболее мелких частиц, перемещаемых потоком воды в среднюю часть плотины. В полунамывных плотинах средствами гидромеханизации укладывают центральную часть (ядро), остальные части плотины возводят сухим способом.

---

* Концентрация пульпы обычно равна 1 : 5 . . . 1 : 10, т. е. на 1 ч. грунта приходится 5 . . . 10 ч. воды.

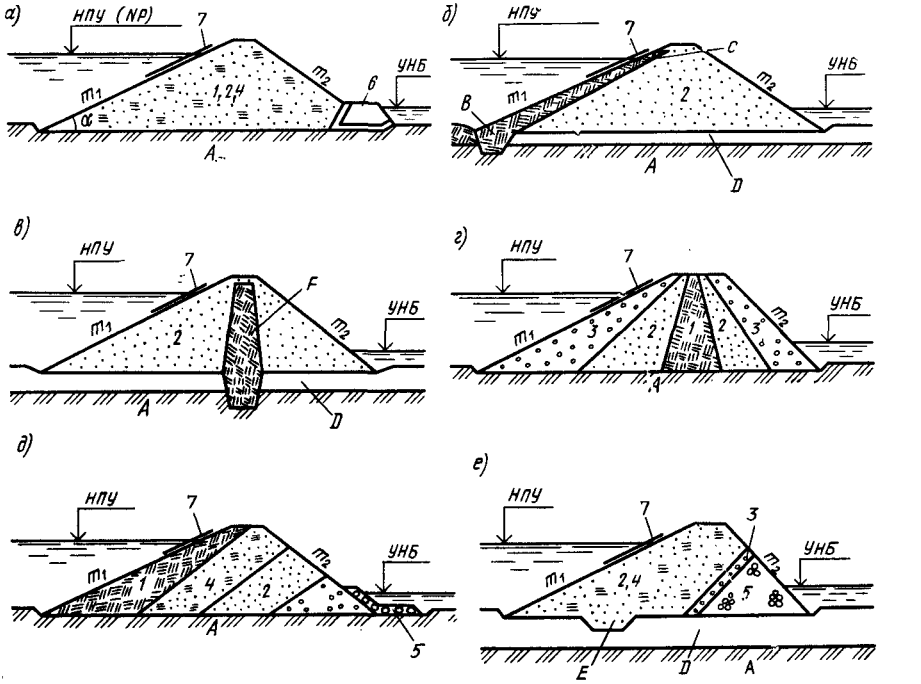


Рис. 9.1. Насыпные земляные плотины:

а — из однородного грунта; *б* — то же, с экраном; *в* — то же, с ядром; *г* . . . *е* — смешанного типа; *А* — водонепроницаемое основание; *В* — зуб; *С* — экран; *D* — водопроницаемый слой; *Е* — шпунт; *F* — ядро; *1* — глина, суглинок; *2* — песок; *3* — гравий; *4* — супесь; *5* — камень; *6* — дренажный банкет; *7* — крепление откоса

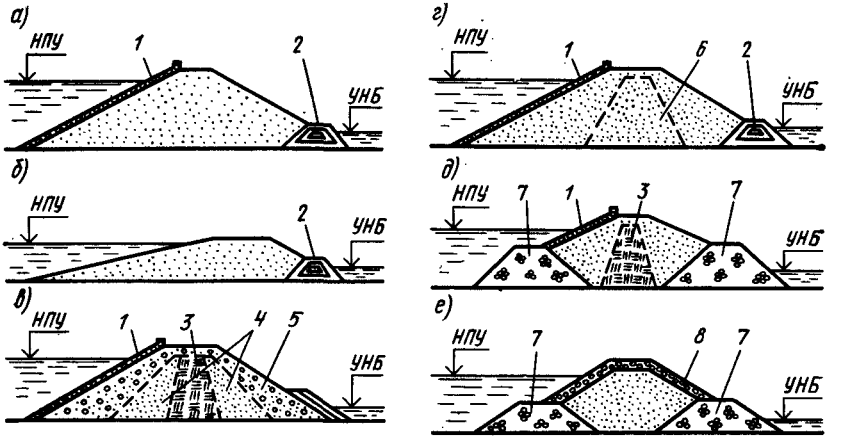


Рис. 9.2. Типы намывных плотин:

а, *б* — однородные; *в*, *г* — неоднородные; *д*, *е* — одиородные или неоднородные с частично намывным профилем; *1* — крепление верхового откоса; *2* — дренажный банкет; *3* — ядро; *4* — промежуточная зона; *5* — боковая зона; *6* — центральная мелкопесчаная зона; *7* — каменно-набросная призма; *8* — пригрузка из крупнообломочного грунта

По конструкции земляные плотины делят на плотины из однородных материалов, таких, как суглинок, супесь, песок (рис. 9.1, *а*), плотины с экраном, расположенным по верховому напорному откосу и выполняемые обычно из суглинка, глины или торфа и реже из асфальтобетона или полимерных материалов (рис. 9.1, *б*). Плотины с водонепроницаемым ядром выполняют из глинистых материалов однородными или с диафрагмой из бетона, железобетона или металла (рис. 9.1, *в*). Плотины смешанного типа выполняют из разнородных грунтов (рис. 9.1, *г, д, е*). В плотинах этого типа наименее проницаемый грунт располагается либо в средней части плотины, либо у напорного откоса или в низовой части, где устраивают призму из каменной наброски.

Каменно-земляные плотины (рис. 9.3, *а*...*д*) возводят из грунтов различной крупности, в том числе из крупнообломочного грунта, содержащего по массе более 50% частиц крупнее 2 мм. Противофильтрационные устройства (экраны и ядра) выполняют из грунтового материала.

Каменные плотины (рис. 9.3, *е, ж*) возводят из крупнообломочного материала с противофильтрационными устройствами (экранами и диафрагмами) из дерева, бетона, асфальтобетона, металла или полимерных пленок.

По способу производства работ каменные плотины делят на насыпные, набросные, взрывонабросные и из сухой кладки камня. Каменные плотины можно возводить с искусственным уплотнением

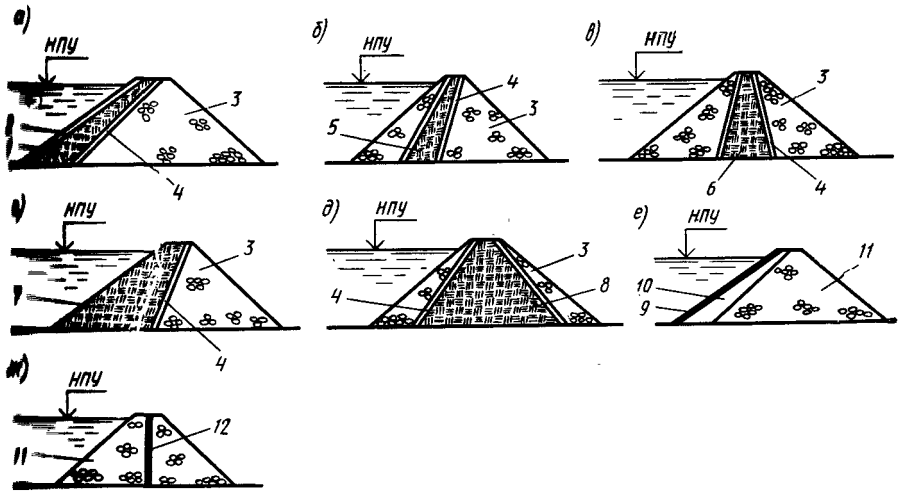


Рис. 9.3. Каменно-земляные (*а* . . . *д*) и каменно-набросные (*е, ж*) плотины:
а — с грунтовым экраном; *б* — с наклонным ядром; *в* — с вертикальным ядром, *г* — с верховой грунтовой призмой; *д* — с центральной грунтовой призмой; *1* — грунтовый экран; *2* — защитная пригрузка; *3* — крупнообломочный грунт; *4* — обратный фильтр (переходная зона); *5* — наклонное ядро; *6* — вертикальное ядро; *7* — верховая грунтовая призма; *8* — центральная грунтовая призма; *9* — негрунтовый экран; *10* — подэкрановая кладка; *11* — крупнообломочный грунт; *12* — диафрагма

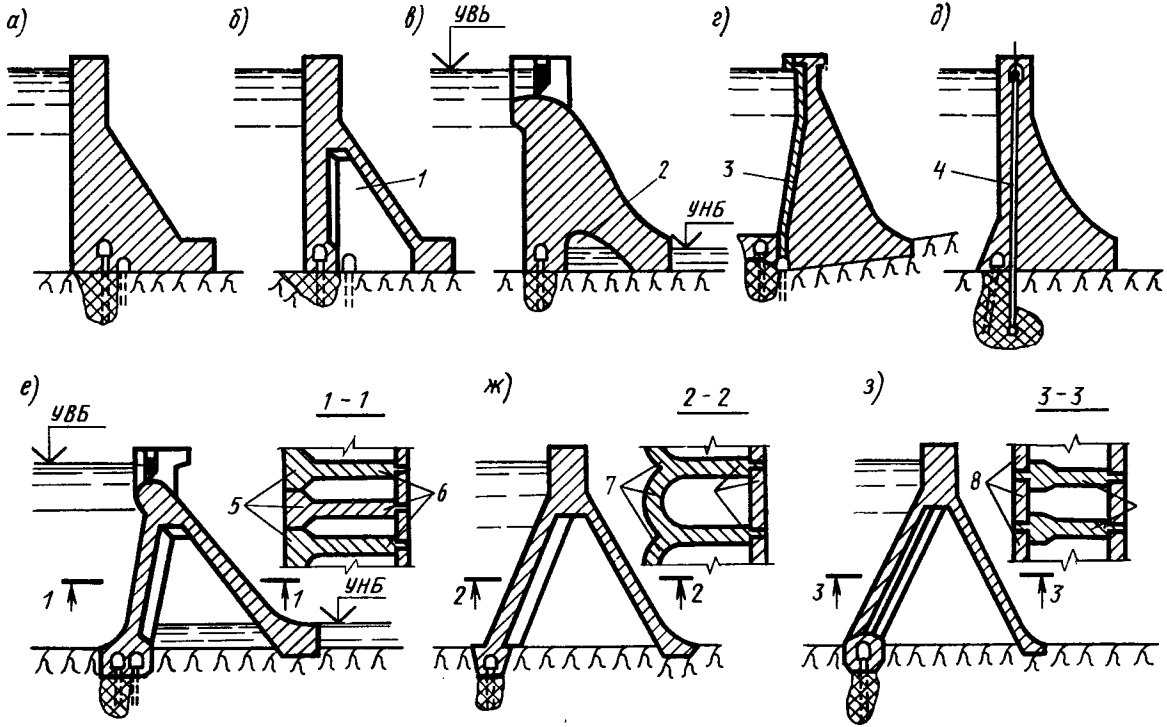


Рис. 9.4. Основные типы бетонных и железобетонных плотин на скальных основаниях:

Гравитационные: *а* — массивные; *б* — с расширенными швами; *в* — с продольной полостью у основания; *г* — с экраном на напорной грани; *д* — с анкеровкой в основании; контрфорсные: *е* — массивно-контрфорсная; *ж* — многоарочная; *з* — с плоскими перекрытиями; *1* — расширенный шов; *2* — продольная полость; *3* — экран; *5* — массивные оголовки; *6* — контрфорсы; *7* — арочное перекрытие; *8* — плоское перекрытие

и без него. В первом случае камень отсыпается тонким слоем с механическим уплотнением с поливкой или без поливки водой или наброской с эстакад с уплотнением водой под напором из гидромонитора. Во втором случае материал в тело плотины подается в виде пульпы (с гравием или галькой), взрывом на выброс, отсыпкой в воду или наброской без уплотнения. Плотины из сухой кладки выполняют из хорошо подобранных или обработанных камней.

Бетонные и железобетонные плотины классифицируют по конструкции и назначению. По конструкции различают массивные (или гравитационные), контрфорсные и арочные плотины (рис. 9.4). Массивные плотины требуют для строительства большого количества материала, за счет своей массы сопротивляются сдвигу, однако при этом не всегда используется прочность бетона (рис. 9.4, *а*). Поэтому чаще применяют конструкции облегченных гравитационных плотин, в которых эти недостатки отсутствуют: с расширенными швами у основания (рис. 9.4, *б*), с продольной полостью у основания (рис. 9, *в*), с экраном на напорной грани (рис. 9.4, *г*) и с анкеровкой у основания (рис. 9.4, *д*). Контрфорсные плотины либо состоят из отдельных контрфорсов либо имеющих массивные оголовки и тогда их называют массивно-контрфорсными плотинами (рис. 9.4, *е*), либо пространство между ними перекрывается арками и тогда их называют многоарочными контрфорсными плотинами (рис. 9.4, *ж*) или плоскими плитами (рис. 9.4, *з*).

Арочные плотины представляют собой относительно тонкостенные конструкции, криволинейные в плане, иногда и в поперечном сечении (плотина двоякой кривизны или купольного типа), обращенные выпуклостью в сторону верхнего бьефа.

По назначению бетонные и железобетонные плотины делят на глухие и водосливные. Однако глухие плотины из бетона и железобетона строят редко. Сейчас этот тип плотин выполняют в виде земляных.

Деревянные плотины выполняют, как правило, водосливными свайно-ряжевого типа. Сопротивление сдвигу обеспечивается с помощью забитых в основание свай и загрузкой банок ряжа балластом из камня, земли и т. п. В настоящее время крупные деревянные плотины не строят.

Стальные стационарные плотины могут быть отнесены к типу контрфорсных. Их строят редко из-за высокой стоимости и дефицитности материала. Значительно чаще применяют плотины с металлическими подвижными частями.

Тканевые плотины делят на наполняемые водой, воздухом или водой и воздухом, мембранные и комбинированные. Их выполняют из резинотканевых, пленочно-тканевых и пленочных материалов и строят с напором до 5,0 м.

Водозаборными сооружениями (или водозабором) (рис. 9.5) называют гидротехнические сооружения, предназначен-

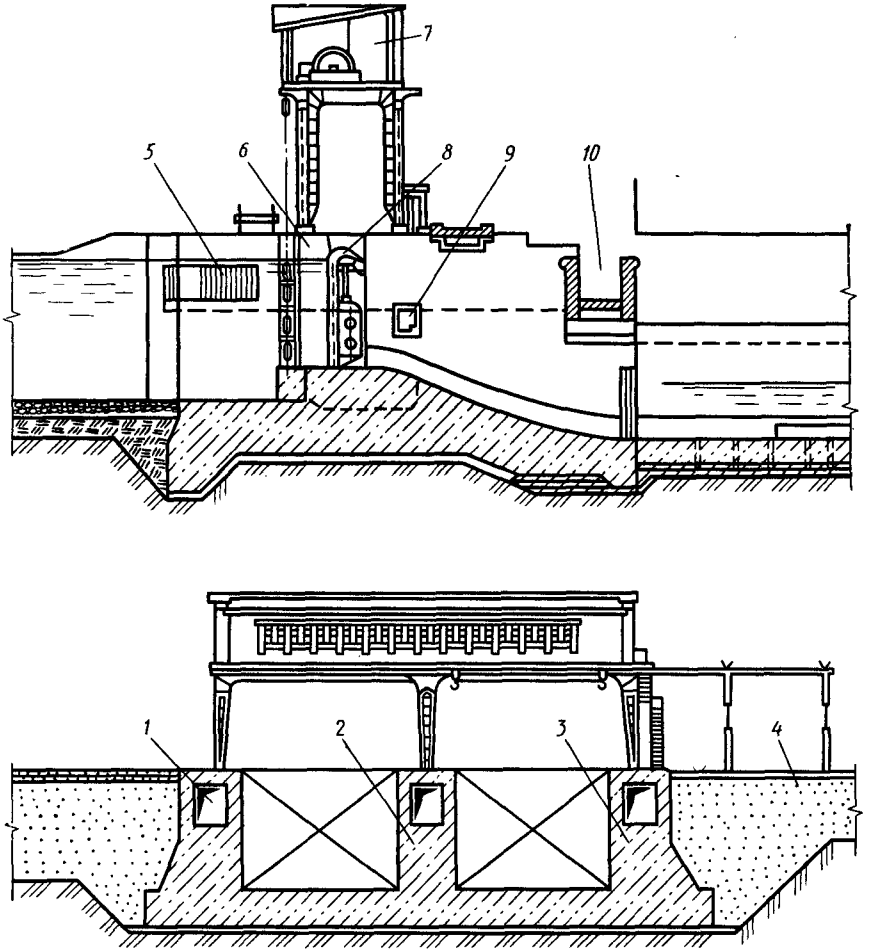


Рис. 9.5. Схема водозабора в теле плотины:

1 — водопрнемные галереи; *2* — бык плотины; *3* — устои; *4* — тело плотины; *5* — решетки; *6* — ремонтные шандоры; *7* — лебедки; *8* — щит; *9* — гравиеловка; *10* — сбросной лоток

ные для отбора воды из источника, ее грубого осветления и подачи потребителю в необходимом количестве и под требуемым напором. Водозаборные сооружения подразделяют на городские, промышленные, оросительные и т. д.

Водозаборные сооружения разделяют по виду источника на речные, озерные, водохранилищные и морские; по способу отбора воды — на бесплотинные и плотинные; по надежности подачи воды в зависимости от категории водопотребителя — на три категории.

Классы водозаборных сооружений по капитальности назначают в соответствии с требованиями СНиП 2.04.02—84 [14].

При бесплотинном водозаборе на крутых берегах строят водозаборные сооружения берегового типа, а на пологих — водозаборные сооружения раздельного типа (с водоприемником, самотечными или сифонными линиями и береговым колодцем с насосной станцией первого подъема) или водозаборные сооружения с самотечно-сифонными линиями, укладываемыми на эстакаде, а также водозаборные сооружения с подводящими каналами и ограждающими дамбами (так называемыми ковшами).

Водоприемником называют конструкцию, располагаемую в водотоке или водоеме, обеспечивающую отбор воды. Водоприемники разделяют на незатопленные и затопленные; по материалу — на бетонные, железобетонные, металлические и деревянные; по конструктивному решению — на раструбные, галерейные, трубчатые, круглые, каплевидные, конфузорные, по производительности — малой (до 1 м³/с), средней (от 1 до 6 м³/с) и большой (свыше 6 м³/с) производительности.

Водозаборные сооружения малой производительности могут быть подвижными: на плавающих средствах или на железнодорожной платформе.

Плотинный водозабор осуществляют путем строительства водозаборного узла (обычно с напором до 10 м), в состав которого входит плотина. По конструкции выделяют боковой, фронтальный и донно-решетчатый водозаборы.

Водопроводные сооружения, входящие в состав гидроузлов, разделяют на водосбросы и водовыпуски. С помощью водосбросов из водохранилища пропускаются в нижний бьеф паводковые расходы, сбрасываются лед, шуга, плавающие предметы и т. п. Постоянные полезные хозяйственные и санитарные попуски воды из водохранилища осуществляются с помощью водоспусков.

Водосбросы устраивают в теле плотины или вне его (так называемые береговые водосбросы). Водосбросы в теле грунтовой плотины устраивают в пределах русла реки и поймы, а по конструктивному решению делят на открытые и трубчатые. Открытые водосбросы выполняют в виде водосливных бетонных плотин. Трубчатые водосбросы работают как напорные трубопроводы и позволяют осуществлять сброс воды в нижний бьеф в различных режимах.

Береговые водосбросы конструктивно решаются в виде каналов, туннелей или в комбинации их с водосливом. Водосбросы оборудуют затворами, работа которых может быть автоматизирована.

Водоспуски, так же как и водосбросы, делят на водоспуски в теле грунтовых плотин и на береговые (вне тела плотин). В первом случае водоспуски выполняют трубчатыми, во втором — в виде открытых водоспусков или туннелей. Открытые водоспуски применяют редко и только при малых напорах. Целесообразно функции водосбросов и водоспусков объединить в одном сооруже-

нии и предусмотреть возможность пропуска через это сооружение строительного расхода.

В низконапорных гидроузлах при большой высоте затворов поверхностных водосливных отверстий последние могут играть роль водоспусков.

Затворами водопропускных отверстий называют подвижные конструкции, позволяющие закрывать и открывать эти отверстия с целью регулирования расхода и уровня воды верхнего бьефа и попусков в нижний бьеф. Затворы по положению относительно уровня верхнего бьефа делят на поверхностные и донные; по назначению — на основные, ремонтные и аварийные, по материалу — на стальные, из алюминиевых сплавов, железобетонные, деревянные, тканевые; по способу передачи давления воды на плотину — на передающие давление на быки и устои плотины или на флютбет плотины и передающие давление на элементы плотины. В первом случае применяют шандорные, плоские, сегментные и вальцовые затворы, во втором — затворы с поворотными фермами, плоские поворотные, крышевидные, сегментные и секторные затворы, наконец, в третьем случае затворы выполняют в виде стоечно-плоских или мостовых, плоских поворотных или клапанных и плавучих затворов или батапортов. По способу перекрытия водосливного отверстия различают цельные затворы (перекрывающие все отверстие) и затворы, перекрывающие отверстие по частям (по высоте или ширине пролета); по способу движения — на затворы с поступательным движением (скользящие, колесные и катковые), с вращательным движением, перекатываемые и плавучие; по способу привода — с механическим и гидравлическим приводом. Всего существует более ста типов и конструкций затворов.

Каналы представляют собой искусственный водоток из грунта с поперечным сечением правильной формы, устраиваемый в выемке, насыпи или полувыемке — полунасыпи. Каналы по назначению разделяют на энергетические, судоходные, водопроводные, оросительные, осушительные, обводнительные, подводящие, сбросные, рыбоходные, лесосплавные и комплексные. По способу подачи воды бывают самотечные и машинные каналы. Насосные станции подают воду в машинные каналы из источника и перекачивают ее с одного участка канала в другой. На каналах строят общие и специальные сооружения. Общими являются водозаборные сооружения, переходные участки каналов, соединяющие отрезки каналов с разными поперечными сечениями, уклонами и покрытиями, сопрягающие сооружения в виде быстротоков и перепадов между соседними участками канала с разными отметками, водопроводящие сооружения (дюкеры, селепроводы, акведуки, трубы), устраиваемые при пересечении каналом водотоков, суходолов, дорог и т. п. Дюкеры представляют собой напорный водовод, проложенный в траншее под препятствием и соединяющий два участка канала. Акведуки и селепроводы укладывают в виде лотков (обычно из железобетона) над препятст-

нием для пропуска соответственно воды или селя. Лотки представляют собой искусственные русла из негрунтовых материалов (металла, железобетона, дерева и т. д.) на участках трассы канала со сложным рельефом. К этим же сооружениям относят туннели, перегораживающие сооружения, предназначенные для поддержания необходимых глубин в канале и отключения в случае необходимости отдельных участков канала, а также сооружения для пропуска паводковых вод с водосборных площадей под или над каналом, аварийно-ремонтные сооружения и заграждения. Специальными сооружениями на каналах являются насосные станции, судоходные шлюзы, лесосплавные лотки, рыбозащитные и сорудерживающие устройства, а также запорно-регулирующие на мелиоративных каналах.

Берегозащитные сооружения предназначены для защиты берегов рек, озер, водохранилищ и морей от размыва и разрушения волнением (волновая абразия), течениями и льдом. По характеру взаимодействия с волнением, течением и потоком наносов их подразделяют на волноотбойные и волногасящие (волноотбойные стены, откосные укрепления, береговые дамбы, отсыпки, наброски, свободные галечные и песчаные пляжи) и пляжеудерживающие (буны, подводные волноломы с траверзами).

По сроку службы берегозащитные сооружения делят на постоянные и временные. Постоянные по капительности относят к гидротехническим сооружениям II, III и IV классов, временные — к V классу. Капитальность берегозащитных сооружений следует назначать с учетом класса капитальности защищаемого объекта. Если разрушение берегозащитных сооружений вызывает немедленное разрушение защищаемого объекта, то класс их капитальности следует принимать равным классу капитальности защищаемого объекта.

По расположению относительно уреза воды берегозащитные сооружения могут быть поперечными (буны, траверзы) и продольными, к которым относятся все остальные указанные выше типы сооружений. Берегозащитные сооружения могут классифицироваться по материалам, из которых их возводят, и по конструктивным признакам. Например, буны могут быть из наброски камня, гравитационного типа из бетонных блоков различной формы, свайного типа с использованием железобетонных, деревянных и металлических свай. На практике используют большое число типов и конструкций берегозащитных сооружений, из которых наиболее часто применяемые рассмотрены в гл. 14.

Регуляционные (выправительные) сооружения предназначены для изменения режима и направления течения и переотложения наносов в пределах русла реки в нужном для водопотребителей направлении, например для поддержания необходимых глубин в пределах судового хода, обеспечения водозабора, удовлетворения потребностей энергетики и пр.

Регуляционные сооружения классифицируют по различным признакам и делят: по срокам службы — на сооружения долговременного действия, существующие в течение многих лет, и сооружения кратковременного действия, которые обычно являются вспомогательными сооружениями с использованием в пределах навигационного сезона или одного года; по характеру регулирования — паводкового и меженного регулирования; по соотношению максимального уровня воды и отметки гребня сооружения — на затопляемые и незатопляемые; по сквозности — на глухие и сквозные (в виде частокола свай, жердей или ветвистых заграждений); по типу строительных материалов — на каменно-набросные, свайные, грунтовые, каменно-хворостяные, и др.; по конструкции — на тяжелые (каменно-набросные, каменно-хворостяные, свайные и др.) и легкие (плетневые, щитовые, ветвистые, из грунта без крепления откосов и др.); по расположению относительно уреза воды — на продольные (дамбы различного назначения) и поперечные (пороги, запруды, полузапруды), изменяющие направление и характер течения (струенаправляющие продольные дамбы, плавучие струенаправляющие системы — щиты проф. М. В. Потапова).

Накопителями отходов промышленных производств называют земляные емкости, образованные плотинами или ограждающими дамбами и предназначенные для складирования твердых и жидких отходов промышленных производств.

Накопители по назначению делят на золоотвалы тепловых электростанций, хвостохранилища обогатительных фабрик цветной и черной металлургии, накопители производственных сточных вод, шламонакопители, отстойники промышленных предприятий и городских очистных сооружений, гидроотвалы вскрышного грунта, пруды-отстойники, нефтенакопители, иловые и песковые площадки, площадки для обезвоживания и накопления осадка водопроводных очистных сооружений и пруды-испарители.

По срокам службы накопители бывают постоянные и временные (со сроком службы до 5 лет). По способу производства работ эти виды сооружений делят на намывные и насыпные. По назначению накопители используют для складирования материала, захоронения материала и сброса токсичных стоков. По условиям складирования накопители разделяют на намывные, емкость которых создается непрерывным намывом ограждающих дамб, и наливные, емкость которых создается заранее путем обвалования территории дамбами. По расположению на местности в зависимости от ее рельефа накопители делят на балочно-овражные, косогорные, равнинные, пойменные, подводные, котлованные и котловинные. В зависимости от размеров, формы в плане и уклона местности накопители проектируют одно- и многоступенчатыми.

К специальным намывным сооружениям относят золоотвалы, хвостохранилища и гидроотвалы. Их классы по капитальности устанавливают в зависимости от высоты ограждающих дамб (табл. 9.3) с учетом ответственности сооружения.

Таблица 9.3. **Классы капитальности специальных намывных сооружений в зависимости от их проектной высоты**

Класс капитальности	Проектная высота сооружения
I	>50
II	25 . . . 50
III	15 . . . 25
IV	<15
V	Временные сооружения

Например, к I классу относят хвостохранилища с высотой плотин (дамб) >50 м и объемом >100 млн. м^3, разрушение которых может вызвать катастрофические последствия для населенных пунктов и предприятий, отравление и загрязнение источников питьевого водоснабжения; к V классу относят хвостохранилища с высотой дамб <10 м и объемом <10 млн. м^3, которые являются временными сооружениями.

Водовыпуски или сбросные сооружения устраивают на водохранилищах, в составе сооружений прямоточного и оборотного водоснабжения, а также системы канализации.

9.2. МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В гидротехническом строительстве широко применяют традиционные строительные материалы: бетон, железобетон, металл, дерево, камень, различные грунты, асфальт, битум, а также специальные виды материалов (полимерные, тканевые и резинотканевые), хорошо работающие в агрессивной водной среде.

Выбор материала обусловливается условиями работы гидротехнического сооружения, категорией надежности сооружения, его конструкцией, наличием местных строительных материалов, способом производства работ и технико-экономическими показателями строительства.

Материалы, используемые в гидротехническом строительстве, должны обеспечивать при статических и динамических нагрузках прочность сооружений, их элементов и узлов в течение расчетных сроков эксплуатации, стойкость против разрушающих воздействий окружающей среды с учетом климатических условий, повторяющихся смачиваний и высыханий поверхности, периодического замораживания и оттаивания, агрессивного воздействия вод, истирающего действия наносов и др.

В настоящее время бетон и железобетон являются основными материалами для возведения гидротехнических сооружений. Широкое распространение конструкций из этих материалов объясняется тем, что их применение дает возможность широко использовать механизацию работ при высоких темпах строительства,

придавать сооружениям самые разнообразные формы при необходимом качестве бетона, их транспорт и укладка достаточно просты, а стоимость относительно невелика.

Бетоны классифицируют по различным признакам. По виду вяжущего бетоны делят на цементные, силикатные и гипсовые. В гидротехническом строительстве применяют преимущественно цементные бетоны. Бетоны делят на применяемые в промышленном и гражданском строительстве (обычные), гидротехнические, дорожные, специального назначения (кислотостойкие, биологически стойкие) и др. Из обычного бетона возводят надводные части гидротехнических сооружений. Гидротехнический бетон используют для строительства сооружений или их частей, находящихся постоянно или периодически в воде.

Гидротехнический бетон должен обладать рядом специфических свойств, обеспечивающих его долговременную работу; к ним относятся повышенная прочность, плотность, водонепроницаемость, морозостойкость, стойкость против агрессивного воздействия воды, сопротивление истиранию и др. Обеспечиваются эти свойства надлежащим подбором состава бетона, соблюдением соответствующих правил его изготовления и укладки, а также организацией бетонных работ согласно требованиям действующих нормативных документов.

Плотность бетона определяется материалом заполнителей и технологией укладки. По плотности бетоны разделяют на особо тяжелые с плотностью >2700 кг/м^3 при тяжелых заполнителях (стальные опилки, барит), тяжелые с плотностью от 2100 до 2600 кг/м^3 с заполнителями из кварцевого песка, щебня, гравия или плотных горных пород, облегченные с плотностью от 1000 до 1800 кг/м^3 с пористыми заполнителями (кирпичным щебнем) и особо легкие с плотностью <1000 кг/м^3, практически изготовляемые без заполнителя с мелкопористой структурой.

В СНиП 2.03.01—83 предусмотрены требования к бетону железобетонных конструкций в воде. Класс прочности берется по сжатию В (В10, В15, В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В60) и растяжению — B_t ($B_t0{,}8$; $B_t1{,}2$; $B_t1{,}6$; $B_t2{,}4$; $B_t2{,}8$; $B_t3{,}2$), а марка — по эксплуатационным свойствам: по морозостойкости F (F15, F25, F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500), по водонепроницаемости W (W2, W4, W6, W10, W12). Цифры после букв обозначают: для классов по прочности — предел прочности на статическое сжатие (растяжение) специальных образцов, МПа; для марок по морозостойкости — число выдерживаемых водонасыщенными образцами циклов попеременного замораживания и оттаивания в возрасте 28 дней без снижения прочности бетона более чем на 15%; по водопроницаемости — давление воды в атмосферах, выдерживаемое образцами бетона без ее просачивания через них.

Составляющие бетоны — цемент, инертные заполнители (песок и щебень), вода, специальные добавки — должны отвечать определенным требованиям.

Коррозионная стойкость бетонов и железобетона прежде всего зависит от свойств цемента. Наиболее широко в строительстве применяют портландцемент (ГОСТ 10178—76*), содержащий силикаты кальция (до 70...80%), гипс, инертные и активные добавки. В гидротехническом строительстве используют сульфатостойкие портландцементы, снижающие возможность сульфатной коррозии. Эти цементы изготовляют на основе клинкера нормированного состава (табл. 9.4) и в зависимости от их вещественного состава (табл. 9.5) по ГОСТ 22266—76* делятся на сульфатостойкий портландцемент М400, сульфатостойкий портландцемент с минеральными добавками М400 и М500, сульфатостойкий силикопортландцемент М300 и М400, пуццолановый портландцемент М300 и М400.

Для получения бетонов с заданными свойствами на цементном вяжущем в его состав при затвердении вводят различные добавки

Таблица 9.4. **Минеральный состав клинкера, % от массы (не более)**

Наименование вещества	Виды цемента			
	сульфатостойкий портландцемент	сульфатостойкий портландцемент с минеральными добавками	сульфатостойкий шлакопортландцемент	пуццолановый портландцемент
Трехкальциевый силикат	50	Не нормируются		
Трехкальциевый алюминат	5	5	8	8
Сумма трехкальциевого алюмината и четырехкальциевого алюмоферрита	22	22	Не нормируются	
Оксид магния	5	5	5	5

Таблица 9.5. **Вещественный состав сульфатостойких цементов**

Наименование цемента	Содержание добавок, % от массы цемента		
	гранулированный доменный и электрофосфорный шлак	осадочного происхождения (кроме глиежа *)	прочие (включая глиеж)
Сульфатостойкий портландцемент	Не допускается		
То же, с минеральными добавками	10 . . . 20	5 . . . 10	Не допускается
Сульфатостойкий шлакопортландцемент	21 . . . 60	—	—
Пуццолановый портландцемент	—	20 . . . 30	25 . . . 40

* Глиеж — сокращение слов «глины, естественно жженные».

(табл. 9.5) естественного происхождения (диатомиты, трепелы, опоки, глиежи, туфы, пемза и др.) и искусственные (доменные гранулированные шлаки, электротермофосфорные шлаки и др.). В последнее время получили распространение специальные добавки, пластифицирующие (сульфитно-дрожжевая бражка СДБ, суперпластификатор С-3), пластифицирующе-воздухововлекающие (мылонафт $М_1$, омыленная растворимая смола ВЛХК и др.), воздухововлекающие (синтетическая поверхностно-активная добавка СПД, смола нейтрализованная воздухововлекающая СНВ и др.), газообразующие (полигидроксилоксан ГКЖ-94, пудра алюминиевая ПАК и др.), уплотняющие (нитрат калия НК, нитрат железа НЖ, диэтиленгликолевая смола ДЭГ-1 и др.). Замедлители схватывания (сахарная патока — меласса СП, СДБ, этилсиликонат натрия ГКЖ-10 и др.), ускорители твердения (нитрат натрия НН, хлорид кальция ХК, нитрат кальция НК и др.), противоморозные (ХК, нитрит-нитрат кальция ННК, мочевина М, нитрат натрия НН и др.), ингибиторы коррозии. Часто вводят комбинированные добавки. По массе в большинстве случаев перечисленные добавки составляют от долей до единиц процента от массы цемента в расчете на сухое вещество. Применение соответствующих добавок позволяет получить плотный бетон при низком значении водоцементного отношения (В/Ц=0,25...0,32), но высокой удобоукладываемости с заданной морозостойкостью и водопроницаемостью.

Для различных зон сооружения при изготовлении бетона рекомендуется использовать наиболее подходящие цементы: в надводной части — все виды портландцемента, в зоне переменного уровня — сульфатостойкий портландцемент, в подводной зоне и ниже уровня дна — пуццолановые портландцементы и шлакопортландцементы, во внутренних зонах сооружения — цементы с пониженной экзотермией.

Одновременно рекомендуется для различных зон применять бетон определенных прочности, морозостойкости и водопроницаемости при соответствующем расходе цемента в килограммах на 1 м^3 бетона. Так, для плотин прочность бетона меняется от 15 МПа для внутренних зон гравитационных плотин до 35 МПа для всего тела арочных плотин; марка бетона по морозостойкости меняется от F100 (Мрз100) для подводной и фундаментной частей гравитационных плотин до F300 (Мрз300) для арочных плотин; марка бетона по водопроницаемости меняется от W2 (В=2) для внутренних зон гравитационных плотин до W12 (В=12) для фундаментных частей арочно-гравитационных плотин.

Расход цемента колеблется от 160...180 кг/м^3 для внутренних зон гравитационных и арочно-гравитационных плотин до 290... 325 кг/м^3 для арочных плотин.

Заполнители составляют до 80% объема бетона и в значительной степени влияют на свойства бетона. Согласно СНиП II-28—73 в качестве мелкого заполнителя рекомендуется применять чистый

естественный или искусственный песок, полученный из прочных каменных пород дроблением с крупностью частиц $d_{par}<5$ мм, с содержанием глинистых частиц меньше 1% по массе, с модулем крупности 2...2,5.

В качестве крупного заполнителя следует применять фракционированный щебень изверженных пород с содержанием глинистых частиц не более 0,5% по массе. Обычно щебень делят на четыре фракции с наибольшими диаметрами 5...10; 10...20; 20...40 и 40...80 мм. Щебень для тяжелого бетона должен удовлетворять требованиям ГОСТ 10268—80 и 8267—82 и иметь плотность в куске 2300...2500 кг/м^3.

Воду при изготовлении конструкций из бетона и железобетона применяют для промывки щебня, затворения бетонной смеси и поливки твердеющего бетона. Для затворения бетона применяют питьевую воду, удовлетворяющую требованиям СНиП II-28—73 без предварительного опробования. После опробования допускается добавка природной воды с показателем содержания ионов водорода в воде pH от 4 до 12,5. Ограничивается содержание в воде взвешенных частиц, растворимых солей, а также ионов SO_4^{2-} и Cl^- в соответствии с требованиями ГОСТ 23732—79. Морскую воду из-за агрессивности хлор-ионов по отношению к арматуре применять не следует.

В гидротехническом строительстве широко используют металлы, главным образом различные стали и чугун. Сталь применяют в виде проката (для затворов, кранов, трубопроводов, резервуаров и др.) и в качестве арматуры железобетонных конструкций (для армоферм, армопакетов, каркасов и сеток), при этом прутковую арматуру используют редко. Мягкую тонкую проволоку диаметром 2 и 3 мм применяют для перевязки фашин, а оцинкованную проволоку тех же диаметров — для изготовления габионов (см. гл. 14). Металлы обладают высокой прочностью, обеспечивают водонепроницаемость, хорошо работают в подвижных конструкциях, выдерживают знакопеременные усилия и напряжения. Цветные металлы применяют для арматуры насосных станций морских водозаборных сооружений.

Различные виды арматуры, используемые в железобетонных конструкциях, делят на классы по контролируемым характеристикам: прочности на растяжение, виду поверхности, свариваемости, хладноломкости, коррозионной стойкости. Стержневая горячекатаная арматура делится на классы A-I ... A-VI. К каждому классу относится одна или несколько марок стали, обладающих близкими контролируемыми характеристиками.

СНиП II-56—77 рекомендует в качестве ненапрягаемой арматуры использовать классы A-II и A-III и допускает применение стали класса A-I в качестве поперечной и конструктивной арматуры. В качестве продольной арматуры вязаных каркасов и сеток допускаются стали классов A-V и A-VI, которые получают при термической обработке (закалке и низком температурном отпу-

ске) горячекатаной стержневой арматуры, производимой на металлургических заводах. Для напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций рекомендуется использовать арматуру классов А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, арматурные пучки из проволоки В-II, Вр-II и арматурные канаты К-7 и К-19. Нормативные и расчетные сопротивления для некоторых классов и видов арматуры приведены в табл. 9.6.

Основным недостатком металлов, в частности стали, является коррозия в водной среде.

Ранее при строительстве различных гидротехнических сооружений — трубопроводов, шлюзов, набережных, молов, волноломов и других конструкций — широко применяли древесину. Достоинствами древесины являются малая теплопроводность, легкость обработки, распространенность материала, относительно невысокая стоимость, долговечность при благоприятных условиях эксплуатации, например в подводных конструкциях. Недостатками древесины являются многодельность, трудность индустриализации работ, деформации при изменении влажности, уменьшение прочности с увеличением влажности, сгораемость, подверженность поражению растительными и животными организмами. В настоящее время при строительстве гидротехнических сооружений древесину используют в основном для временных сооружений и вспомогательных

Таблица 9.6. **Нормативные и расчетные сопротивления арматуры**

Показатели	Класс и вид арматуры					
	А-I	А-II	А-III	А-IV	А-V	А-VI
Диаметр, мм	6...40	10...80	6...40	10...22	10...22	10...22
Нормативные сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний II группы $R_{s,ser}$, МПа	235	295	390	590	785	980
Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний I группы, МПа:						
растяжению при расчете наклонных сечений	225	280	365	510	680	815
продольной, поперечной на действие изгибающего момента R_s, поперечной на действие поперечной силы $R_{s,w}$	175	225	290	405	545	650
сжатию $R_{s,c}$	225	280	365	390	390	390

Продолжение табл. 9.6

Показатели	Класс и вид арматуры				
	A-IIIB	Bp-I	B-II	Bp-III	K-7
Диаметр, мм	6...40	3...5	3...8	3...8	4,5...15
Нормативные сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний II группы $R_{s,ser}$, МПа	540	410...395	1500...1400	1500...1400	1500...1300
Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний I группы, МПа:					
растяжению при расчете наклонных сечений	590	375...360	1250...915	1250...915	1200...1100
продольной, поперечной на действие изгибающего момента R_s, поперечной на действие поперечной силы $R_{s,w}$	390	300...290	1000 ... 730	1000...730	960...880
сжатию $R_{s,c}$	390	390	390	390	390

Примечание. Расчетные сопротивления арматуры класса A-IIIB назначают по числителю при контроле удлинений и напряжений в арматуре вытяжки и по знаменателю — только при контроле удлинений.

изделий (перемычек, временных эстакад, опалубок и др.), а также при строительстве регуляционных сооружений. В условиях Севера древесину можно применять для свайных оснований, изготовления ряжей, подпорных стенок и т. п.

Камень применяют при изготовлении бетона, строительстве каменно-земляных и каменных плотин, защитных дамб и волноломов, в качестве защитных покрытий берегов и дна каналов и ковшей, водотоков и водоемов, обратной засыпки при строительстве набережных стенок, водозаборных сооружений и насосных станций, для облицовки ответственных частей, загрузки ряжей и габионов.

В гидротехническом строительстве применяют камень из горных магматических (гранитов, сионитов, порфиритов, базальтов, диоритов, диабазов), метаморфических (гнейсов, кварцитов) и некоторых осадочных (кристаллических известняков, доломитов, песчаников) пород. Достоинствами каменных материалов являются долговечность, высокое сопротивление сжатию, широкая распространенность и простота добычи; недостатками — неоднородность вещественного состава, изменчивость физико-механических свойств, относительно невысокая морозостойкость.

В гидротехническом строительстве при гидроизоляционных, термозащитных и выправительных работах широко применяют битумные материалы, в частности асфальты. Битумы могут быть природными и искусственными. Природный битум (каустобилит ряда нефти) представляет собой обогащенную органическим веществом горную породу, являющуюся продуктом переработки органических остатков под воздействием геологических факторов. Природный битум из горной породы извлекают с помощью либо горячей воды, либо различных органических растворителей.

Асфальтом (природным) называют ископаемый битум высоковязкий, полутвердый и твердый, содержащий в среднем 80... 85% С, 9...10% Н и значительное количество кислорода, серы и азота. Температура размягчения природного асфальта колеблется от 20...30 до 80...100°С.

Искусственные битумы получают в виде остатка после отгонки из смолистых нефтей фракций, кипящих при 500°С. В гидротехническом строительстве применяют нефтебитумы марок БН-II (пластичный), ВН-II-V, БН-III, БН-III-V (твердые), отличающиеся по твердости, растяжимости и температуре размягчения.

Искусственный асфальт (технический) представляет собой смесь битума с минеральными материалами в тонкоизмельченном состоянии (известняковым порошком или цементами любых марок), придающими асфальту повышенную устойчивость при изменении температуры.

На основе битумов (асфальта) готовят асфальтобетон, представляющий собой смесь битума (10...15%), песка различных фракций и щебня или гравия. Песок не должен содержать более 3% глинистых частиц. Щебень или гравий применяют из твердых горных пород, количество щебня из слабых пород не должно превышать 10%.

Для асфальтобетонных защитных покрытий используют плотный гидротехнический асфальтобетон с песчаным или мелкозернистым заполнителем с пределом прочности на сжатие $R_{20}=2{,}5$ МПа при $t=20$°С и $R_{50}=1{,}2$ МПа при $t=50$°С.

9.3. ЗАЩИТА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ОТ КОРРОЗИИ

Наибольшему разрушению (коррозии) под воздействием внешней среды подвергаются дерево, металл, бетон и железобетон.

Деревянные конструкции гидротехнических сооружений подвергаются гниению — разложению древесины под влиянием физико-химических факторов и действия грибов — и в морской воде поражаются древоточцами (моллюсками и ракообразными). Наиболее благоприятные условия развития грибов создаются при влажности древесины 25...60% и температуре 18...36°С. При меньшей влажности развитие грибов прекращается от недостатка воды, при большей — из-за недостатка кислорода. Поэтому в под-

водной зоне и зоне капиллярного подъема воды древесина не гниет.

К древоточцам относятся в основном сверлящие дерево моллюски из семейства терединид и фоладид и ракообразные — лимнория, сферома и хелюра. Наибольшее распространение из моллюсков получили тередо и банкия, из ракообразных — лимнория.

Практически наиболее приемлемым методом предохранения древесины от гниения и поражения древоточцами является глубокая пропитка древесины креозотом с токсическими добавками, например медьсодержащими растворами.

Коррозия металла наблюдается во всех зонах гидротехнических сооружений по высоте, которая возникает в результате действия множества микроскопических короткозамкнутых гальванических элементов, образующихся на поверхности металла благодаря наличию участков с неодинаковыми электрическими потенциалами. Процесс электрохимической коррозии состоит из независимых, но электрически связанных процессов: анодного процесса, при котором происходят гидратация и переход ионов металла в раствор, что, собственно, и является разрушением (коррозией) металла, и катодного процесса, при котором происходит связывание свободных электронов частицами раствора (деполяризация). Анодом служит более электроотрицательный металл, например цинк в паре с железом. Чем больше разность потенциалов на аноде и катоде, тем больше скорость коррозии, которая для металлических конструкций в морской воде достигает в зоне переменного уровня $\sim 1{,}2$ мм/год; в других зонах и в пресной воде скорость коррозии значительно меньше. Для большинства активных неблагородных металлов, в том числе и стали, при определенном значении потенциала скорость растворения падает до нуля, металл переходит в пассивное состояние — коррозия практически прекращается. Это явление называют пассивацией металлов.

Выделяется три вида химической коррозии бетона: растворение составных частей цемента — выщелачивание (в первую очередь оксида кальция); образование в результате химических реакций между веществами, содержащимися в воде и в цементе, новых веществ, либо легкорастворимых, либо не обладающих вяжущими свойствами; образование в результате обменных реакций веществ, которые кристаллизуются в порах бетона и, увеличиваясь в объеме, разрушают бетон.

Коррозия выщелачивания наблюдается в сооружениях, где имеет место фильтрация воды (плотины, шлюзы, туннели, сухие доки и др.). Для второго вида коррозии наибольшее значение имеет так называемая магнезиальная коррозия бетона, заключающаяся в действии на свободный гидроксид кальция солей магния. При этом образуются легкорастворимый хлористый кальций и плохорастворимый гидроксид магния, который выпадает в виде аморфного порошка белого цвета, не обладающего вяжущими свойствами.

Для гидротехнических сооружений решающее значение имеет сульфатная коррозия — результат взаимодействия сернокислого магния со свободной известью и алюминатом кальция. Образующийся при этом двуводный гипс, кристаллизуясь, увеличивается в объеме, что ведет к разрушению бетона. Противокоррозионная стойкость бетона обеспечивается применением коррозионно-устойчивого вяжущего, в частности для морских условий и при наличии высокоминерализованных вод сульфатостойких цементов, высокой плотностью бетона, что достигается правильным выбором состава бетона, необходимой технологией изготовления конструкций, применением материалов, отвечающих требованиям нормативных документов; повышением морозостойкости и водонепроницаемости бетона, что сказывается непосредственно на его коррозионной стойкости, и введением соответствующих добавок.

В железобетонных конструкциях корродируют и бетон, и арматура. Защита арматуры может быть достигнута либо воздействием на среду — бетон, либо непосредственно на металл. При плотном коррозионно-стойком бетоне и достаточной толщине защитного слоя коррозии арматуры в железобетоне не наблюдается, так как при высокой концентрации гидроксида кальция в поровой влаге создается щелочная среда (pH 12...13), в результате чего происходит пассивация арматуры. При наличии трещин в защитном слое под ними образуется анод, что приводит к коррозии арматуры.

Повысить коррозионную стойкость арматуры можно путем введения в сталь легирующих добавок (хром, никель, медь, кремний и др.); нанесения металлических покрытий из цинка и алюминия толщиной от 120...180 до 250...300 мкм в зависимости от агрессивности среды; применения электрохимической защиты.

Для предотвращения коррозии арматуры в бетонную смесь можно вводить специальные вещества, так называемые *ингибиторы* — нитрит натрия, тетраборат натрия, бихромат натрия и калия и др. Наряду с этим для некоторых видов конструкций целесообразно использовать окрасочные, пропиточные и мастичные покрытия — битумные и на основе полимерных композиций.

Пористые строительные материалы, в частности бетон и железобетон, подвергаются физической коррозии в результате деформаций при усадке и набухании материала при переменном его смачивании и высыхании, отложениях солей в порах материала и особенно при циклическом замораживании и оттаивании. В последнем случае применяют утепляющую облицовку конструкций. В суровых условиях в зоне колебаний уровня используют теплоизоляцию из битумно-минеральных смесей с пористыми заполнителями в виде монолитного пояса (или экрана), представляющего собой облицовку готовыми плитами.

ГЛАВА 10

ПЛОТИНЫ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

10.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Плотины из грунтовых материалов являются наиболее древним типом плотин, которые возводились еще задолго до нашей эры в Индии, Египте, Китае и других странах. У нас в России они известны также давно. Сведения о них относятся к X...XIII вв. нашей эры. Строили их для создания прудов, приведения в движение вначале мельниц, а затем различных гидросиловых установок, используемых при решении задач, связанных с орошением, водным транспортом, гидроэнергетикой и др.

В середине текущего столетия плотины из грунта получили наибольшее распространение по сравнению с другими их типами. Высота некоторых из построенных в последнее время грунтовых плотин достигает 250...300 м с объемом грунта, уложенного в их тело, до 130 млн. м^3. Большое распространение этого типа плотин в настоящее время объясняется бурным развитием технических средств для производства земельно-скальных работ и возможностью полной механизации всего технологического процесса возведения плотины, от разработки грунта в карьере до укладки его в тело плотины. Кроме того, большое разнообразие существующих конструкций плотин этого типа позволяет использовать практически все грунты, имеющиеся вблизи створа плотины. Распространению этого типа плотин способствует и то, что требования к деформируемости оснований для них по сравнению с другими типами плотин являются наименьшими. Сами плотины из грунтовых материалов отличаются простотой конструкции и относительно невысокой стоимостью.

Поперечное сечение всех грунтовых плотин трапецеидальное с прямолинейным или ломаным очертанием *верхового* (напорного) или *низового* откосов. Самые верхние кромки откосов называют *бровками,* а нижние — *подошвами.* Горизонтальные участки откосов называют *бермами.*

На выбор типа плотины влияет много различных факторов. К основным из них можно отнести: качество и количество грунтов, имеющихся на месте, и расстояние карьеров этих грунтов до створа плотины; характер геологического строения основания; климатические условия; предполагаемый способ производства работ; строительные условия — намечаемые сроки строительства, имеющееся оборудование и транспортные средства и т. д.

Поскольку все факторы учесть бывает трудно, выбор типа плотины производят на основании технико-экономического сравнения вариантов. При предварительных проработках следует отдавать предпочтение плотинам из однородных материалов — легких суглинков и супесей, так как условия их возведения и эксплуатации

проще, чем других типов плотин. Если водонепроницаемые грунты отсутствуют или их недостаточно, следует сооружать плотину с экраном, ядром или смешанного типа. В северных условиях, где строительный сезон короток, наибольшее применение находят песчаные грунты, так как во время строительства плотины они не так чувствительны к осадкам и отрицательным температурам, как грунты глинистые. Песчаные грунты обычно применяют в плотинах с экраном или ядром.

Плотины в основном располагают на водонепроницаемом основании. Если же под плотиной водонепроницаемый грунт находится на небольшом расстоянии от поверхности основания (до 3... 4 м), то проницаемые грунты пересекают зубом или ядром. При более глубоком залегании водоупора проницаемые грунты могут быть пересечены шпунтом (см. рис. 9.2) или для увеличения пути фильтрации в этом случае устраивают понур.

Для лучшего сопряжения плотины с основанием обязательно удаляют растительный слой (от 0,3 до 1,0 м).

10.2. ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

Насыпные плотины. Грунты, укладываемые в насыпные земляные плотины из однородных материалов, должны обладать необходимой водонепроницаемостью, прочностью и водоустойчивостью.

Для плотины из неоднородных материалов требования к грунтам зависят от того, для какой части плотины они предназначены. Так, для укладки в понур или ядро плотины особо важным качеством является водонепроницаемость грунтов, для экранов — пластичность, водонепроницаемость и прочность. В низовые откосы целесообразно укладывать грунты более водопроницаемые, чем укладываемые в основной части плотин, и т. д. Не допускается укладывать в тело плотины грунты, содержащие не полностью разложившиеся органические вещества в количестве более 5% по массе или полностью разложившиеся вещества, находящиеся в аморфном состоянии в количестве более 8% по массе. Также не допускается применять для укладки в те части плотин, которые подвергаются воздействию фильтрационного потока воды, грунты, содержащие водорастворимые включения в виде солей хлоридных и сульфато-хлоридных в количестве более 5% или сульфатных в количестве более 2% по массе. Нежелательно использовать для укладки в плотину суффозионные грунты (сыпучие грунты с большим значением коэффициента неоднородности), так как при воздействии на них фильтрационного потока может происходить опасная внутренняя суффозия, а также глинистые грунты, укладываемые в части плотины, где они могут промерзать в зимний период, что ведет к их пучению. В случае необходимости применения глинистых грунтов в этих условиях их покрывают защитным слоем из песчаных или обломочных грунтов. Толщину этих слоев

назначают с учетом глубины промерзания грунтов в районе строительства плотины.

Как считает ряд авторов, идеальным грунтом для однородных земляных плотин являлась бы смесь частиц разной крупности, в которой мелкие глинистые частицы $d<0{,}01...0{,}05$ мм заполняли бы поры между более крупными (песчаными, гравелистыми) частицами, образующими скелет и непосредственно соприкасающимися между собой. Такой грунт, имея угол трения, соответствующий крупным частицам, обладал бы ничтожным коэффициентом фильтрации, свойственным глинам. Однако искусственное приготовление таких грунтов дорого. В реальных условиях наилучшими грунтами для укладки в тело плотины считают супесчаные и суглинистые грунты, а также мелкий и средний песок. Эти грунты являются достаточно водонепроницаемыми, деформирующимися без образования «трещин» и зон разрыхления, обладают сравнительно высоким углом внутреннего трения и хорошей уплотняемостью.

Для характеристики однородности грунтов используют понятие коэффициента неоднородности

$$\eta = d_{60}/d_{10}, \qquad (10.1)$$

где d_{60} и d_{10} — размеры зерен, мельче которых в грунте содержится соответственно 60 и 10% частиц по массе. Принято считать, что при $\eta \leqslant 3$ грунт является однородным.

С точки зрения водонепроницаемости и удобоуплотняемости желательны грунты, для которых коэффициент неоднородности $\eta \geqslant 30...100$ при $d_{10} \leqslant 0{,}005$ мм. Грунты с коэффициентом неоднородности $\eta < 5...10$ обладают высокой пористостью и хуже уплотняются.

Намывные плотины. Требования к грунтам для намывных плотин в основном те же, что и для насыпных. Однако к зерновому составу грунтов для этих плотин предъявляются более жесткие требования, ибо по нему прежде всего оценивают техническую возможность возведения намывных плотин и целесообразность той или иной их конструкции.

По данным СНиП [12], для возведения плотин из однородных грунтов предпочтительными являются песчаные грунты I группы (рис. 10.1). Песчаные и гравелистые грунты II группы

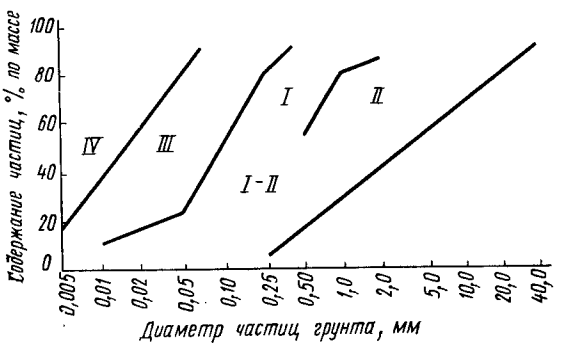


Рис. 10.1. Группы грунтов, используемых для намыва плотин

используют для возведения неоднородных плотин с мелкозернистой центральной частью. Применение грунтов III, IV и V групп (соответственно супесей, суглинков и гравийно-галечниковых) менее желательно и требует надлежащего технико-экономического обоснования. При этом супеси и суглинки могут быть использованы для намыва однородных плотин или ядерной зоны неоднородных плотин, суглинки и глины — для ядер плотин и гравийные грунты для упорных призм.

Из гравелистых песков и гравийных грунтов для намыва неоднородных плотин наиболее целесообразными являются грунты со значительной неоднородностью ($\eta > 3...4$). При этом содержание в ядре глинистых частиц размером менее 0,005 мм должно быть не более 20%.

10.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Правильно запроектированная земляная плотина должна удовлетворять следующим требованиям: плотина и ее основание должны быть устойчивы при всех условиях их работы; водосбросные устройства при плотине и возвышение ее гребня над самым высоким уровнем воды в верхнем бьефе должны быть рассчитаны так, чтобы ни при каких условиях не произошел перелив воды через гребень плотины; фильтрация воды через тело плотины и ее основание не должна быть значительной и вести к большим потерям воды из подпертого бьефа, а также вызывать вымыв грунта при выходе фильтрационного потока в нижнем бьефе; верховой откос плотины должен быть защищен от разрушения его льдом и волнами, а низовой — выпадающими осадками; сооружение должно быть экономично.

При проектировании плотины и ее элементов вначале на основании анализа местных условий, опыта строительства аналогичных плотин и существующих рекомендаций назначают основные габаритные размеры плотины — заложение верхового m_1 и низового m_2 откосов, ширину плотины по гребню b, определяют необходимое возвышение гребня плотины над максимальным расчетным уровнем $h_в$, намечают противофильтрационные устройства (экран, ядро и т. д.) и методы защиты откосов плотины от разрушения, разрабатывают конструкции сопряжения тела плотины с основанием, берегами или другими сооружениями. Одновременно с этим определяют метод возведения плотины и способы пропуска меженных и паводочных расходов в период строительства. Далее предварительно назначенные размеры отдельных элементов плотины проверяют расчетами. Для этого определяют устойчивость откосов плотины, ее осадки, размеры и массу элементов защитных одежд откосов, а также рассчитывают плотину и фильтрацию через ее основание. Откосы плотин могут быть ломаные, более пологие внизу и крутые вверху. При большой высоте плотин нередко на их низовых откосах устраивают бермы шириной 1,5...

а иногда и более (рис. 10.2), располагаемые через 10 ... 20 м высоте и имеющие уклон в сторону вышерасположенного от-ма, что обеспечивает возможность организации перехвата и от-ода вод, стекающих по откосам при выпадении атмосферных адков.

Уклоны откосов насыпных плотин назначают, руководствуясь риентировочными данными, приведенными в табл. 10.1.

Ширину гребня плотины назначают либо из условия обеспечения роезда по плотине автомобильного или железнодорожного транс-порта или того и другого, либо из условия производства работ.

Таблица 10.1. **Ориентировочные значения заложений откосов земляных насыпных плотин**

Высота плотины, м	Заложение откоса	
	верхового	низового
До 5	2,0 . . . 2,5	1.5 . . . 1,75
5 . . . 10	2,5 . . 2.75	1,75 . . . 2,25
10 . . . 15	2,5 . . . 3,0	2,0 . . . 2,5
15 . . . 50	3,0 . . . 4,0	2,5 . . . 4,0
50	4,0 . . . 5,0	4,0 . . . 4,5

В первом случае конструкция гребня плотины должна удовлетво-рить требованиям нормативных документов на проектирование орог и мостов. Минимальную же ширину гребня принимают не менее 3 м.

Возвышение гребня плотины над расчетным уровнем (м) опре-деляют по формуле

$$h_v = h_{run} + \Delta h_{set} + \Delta h, \qquad (10.2)$$

где h_{run} — высота наката волн на откос плотины, м; h_{set} — высота ветрового нагона воды, м (определяют по [3]); $\Delta h \geqslant 0{,}5$ — конст-руктивный запас по высоте плотины, м.

В качестве расчетного уровня при определении h_v принимают либо нормальный подпорный уровень, либо форсированный уро-вень верхнего бьефа. В первом случае учитывают высоту наката 1%-ной обеспеченности, во втором — 50%-ной. За проектную от-метку гребня принимают наибольшую.

Крепление верховых откосов плотин для защиты их от разру-шения волнами выполняют из бетонных или железобетонных плит, камня и асфальтобетона. По высоте крепление подразделяют на основное и облегченное. Основное крепление располагают в зоне наиболее интенсивного воздействия на откос волн и льда, облег-ченное — ниже и выше основного. Верхнюю границу основного крепления, как правило, назначают на отметке гребня плотины. При значительном возвышении гребня плотины над расчетным уровнем воды основное крепление заканчивают на отметке высоты

наката волн h_{run}, а выше укладывают облегченное крепление. Нижнюю границу основного крепления принимают на глубине, равной $2h_{1\%}$, считая от минимального уровня сработки водохранилища (здесь $h_{1\%}$ — высота волны 1%-ной обеспеченности в системе, соответствующая расчетному уровню воды в водохранилище). Облегченное крепление заканчивают на глубине, где значения донных волновых скоростей не превышают допускаемой неразмывающей скорости для данного грунта откоса.

Крепление из бетонных и железобетонных плит можно осуществлять при любых параметрах волн, возникающих на наших внутренних водоемах. Выполняют эти крепления из монолитных или сборных плит. Монолитные плиты, бетонируемые непосредственно на откосах, имеют размеры от 5×5 до 20×20 м и более при их толщине от 15 до 50 см. Иногда плиты объединяют в секции размером до 45×45 м, разделяя их температурно-осадочными швами. В пределах секции армирование плит выполняют непрерывным. Укладывают плиты либо на сплошном обратном фильтре (при относительно малом их размере), либо на песчаном основании с устройством обратных фильтров лишь в местах стыка плит в виде ленточных фильтров (рис. 10.2). Швы между плитами уплотняют асфальтобетоном или фасонной резиной.

Сборные плиты, изготовляемые на полигонах, имеют размеры от 1,5×1,5 до 5×5 м при толщине 8...20 см. Максимальные размеры плит выбирают с учетом грузоподъемности имеющихся механизмов, условий транспортирования и укладки их на откосе. Плиты располагают на сплошном обратном фильтре с шарнирным соединением их друг с другом; иногда швы между плитами замоноличивают. Окончательно размеры плит и их армирование (обычно в пределах 0,4...0,6%) назначают по расчету. Толщину плиты t (м) определяют из условия ее устойчивости на откосе при воздействии взвешивающего давления воды при откате волны и проверяют на прочность при обрушении волны на откос. Предварительно толщина монолитных плит может быть определена по формуле

$$t = 0{,}07h \sqrt[3]{\frac{\lambda}{l}} \frac{\rho_w}{\rho_c - \rho_w} \frac{\sqrt{m^2+1}}{m}, \qquad (10.3)$$

где h, λ — соответственно высота и длина волны, м; l — длина ребра плиты или карты в направлении, нормальном урезу воды, м; ρ_c, ρ_w — соответственно плотность материала плиты и воды, кг/м^3; m — заложение откоса. Для сборных плит толщину принимают на 10...15% больше.

При расчете плиты на прочность в качестве нагрузки принимают эпюру волнового давления на откос, определяемую по рекомендации нормативного документа [13].

Для крепления откосов применяют несортированный или сортированный камень. Несортированный камень более предпочтите-

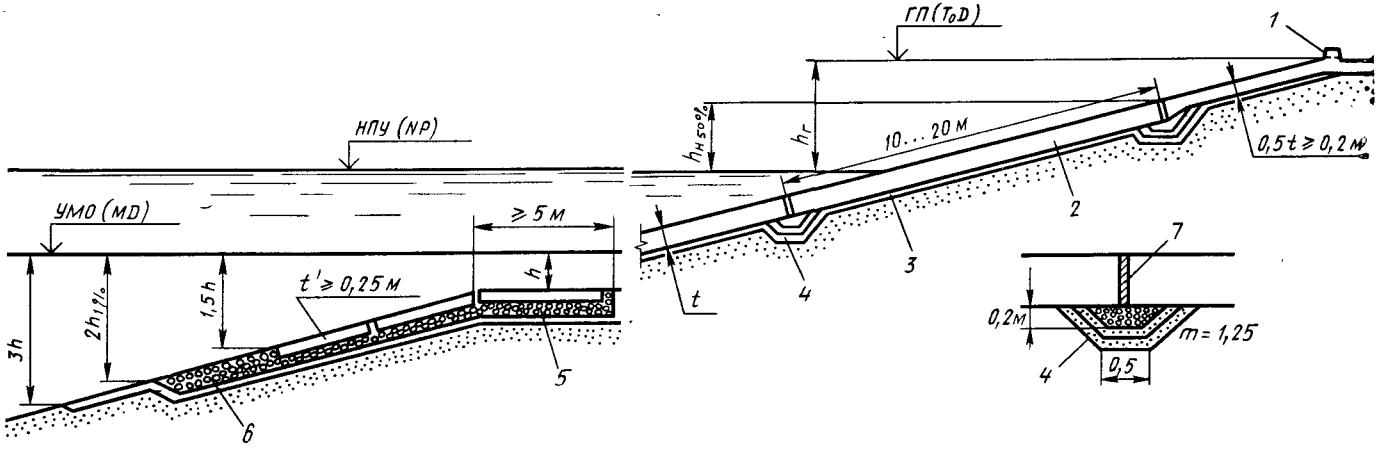


Рис. 10.2. Вариант крепления откоса железобетонными плитами:

1 — отверстия через 10 м; *2* — плиты; *3* — втрамбованный щебень толщиной слоя 0,1 м; *4* — ленточный дренаж под швом; *5* — мелкий камень; *6* — гравий или щебень толщиной слоя 0,2 м; *7* — просмоленная доска *t*=2,5 см

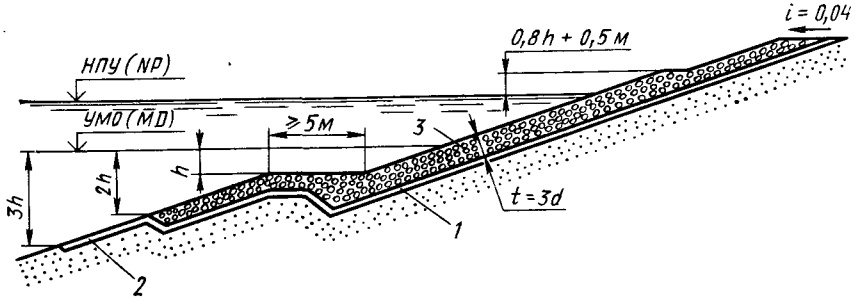


Рис. 10.3. Вариант крепления откоса камнем:

1 — обратный фильтр; *2* — гравий или щебень слоем 0,3 м; *3* — камень

лен, так как крепление из него выполнять и ремонтировать легче. Его разрушение при местных повреждениях менее интенсивно, чем сортированного камня. Наброску или укладку камня осуществляют по подготовке в виде однослойного или многослойного обратного фильтра с толщиной каждого слоя не менее 15 см. Выбор материала подготовки, количества слоев (обычно не более 3) и их толщины производят в зависимости от грунта откоса, наличия и состава местного материала и технико-экономического сравнения вариантов.

Необходимые массу и размеры отдельных камней в наброске крепления откосов, содержание камней размерами менее расчетного, а также толщину наброски определяют в соответствии с рекомендациями нормативных документов по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям. На рис. 10.3 показана одна из конструкций такого крепления.

Крепление откосов камнем используют при высоте расчетных волн до 2...2,5 м и наличии камня необходимой крупности, прочности и морозостойкости.

Крепления в виде покрытий из асфальта и асфальтобетона, укладываемых в 2...3 слоя общей толщиной примерно 6...8 см, иногда с армированием металлической сеткой, применяют для защиты откосов плотин малой высоты в условиях отсутствия в верхнем бьефе ледяного покрова значительной толщины и больших колебаний уровня воды в водохранилище в зимнее время. При возможности возникновения быстрых понижений уровня воды в водохранилищах под такое покрытие укладывают дренаж для снятия взвешивающего давления на него, возникающего в этом случае.

Для защиты откосов от разрушения их волнами иногда используют и другие типы креплений. Так, при небольшом волнении выполняют крепления в виде наброски гравия или щебня, укладки одиночной или двойной мостовой, растительного крепления. В ряде случаев неразрушаемость сооружения обеспечивают устройством пологих откосов с заложением 1 : 20...1 : 50 и т. д. Вопросы их расчета и проектирования изложены в специальной литературе.

Низовые откосы плотины, если они подвержены волновым воздействиям, обычно закрепляют дерном, посевом трав и посадкой кустарников полосами параллельно оси плотины. В результате перепада уровней воды между верхним и нижним бьефами через поры грунта как самой плотины и ее основания, так и в обход сооружения по берегам возникает фильтрация воды, происходящая под влиянием силы тяжести. Фильтрующая через тело плотины вода насыщает его до так называемой депрессионной поверхности (рис. 10.4). В поперечном разрезе линию пересечения депрессионной поверхности с вертикальной плоскостью называют кривой депрессии. Фильтрация воды через сооружение вызывает

неблагоприятные явления. В зоне насыщения водой грунт взвешен и подвержен действию фильтрационных сил, стремящихся сдвинуть частицы грунта в сторону движения потока, малые частицы грунта при этом могут быть вынесены из тела плотины (явление суффозии, см. гл. 11), откосы плотины могут оползти. Прочность грунта, насыщенного водой, по сравнению с сухим снижается вследствие частичного исчезновения сил сцепления, обусловливаемых капиллярным давлением. Через плотину из проницаемых

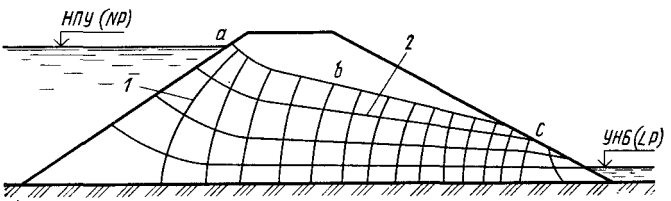


Рис. 10.4. Гидродинамическая сетка фильтрационного потока в теле плотины из однородного материала:
abc — кривая депрессии; *1* — линии равных напоров; *2* — линии тока

грунтов может проходить фильтрационный расход, имеющий значение для учета потерь воды из водохранилища. Для уменьшения фильтрации через плотины в них устраивают водонепроницаемые зоны — экраны, ядра, диафрагмы (водонепроницаемые стены вместо ядра), которые выполняют из глины, суглинка, металла, железобетона и других материалов. Их сопрягают с водонепроницаемым основанием плотин или, если его нет, погружают в основание на глубину, определяемую расчетом.

Для уменьшения фильтрации через основание впереди плотины укладывают понур из глины или суглинка, а в последнее время и пленочных материалов, сопрягая его с экраном (см. гл. 9).

Для оценки воздействия фильтрационного потока на работу плотины и ее основание производят поверочные расчеты. При этом обычно определяют положение депрессионной поверхности фильтрационного потока; его расход, градиенты напора и скорость фильтрационного потока в теле и основании плотины.

Положение депрессионной поверхности в теле плотины наряду с другими факторами (см. ниже) позволяет оценить устойчивость откосов плотины. Данные о скоростях фильтрационного потока и его градиентах на выходе в нижний бьеф позволяют оценить прочность грунта на выпор и возможность суффозии. В случае необходимости для противодействия выносу частиц грунта фильтрационным потоком в нижний бьеф на низовом откосе устраивают дренаж по типу обратного фильтра в виде дренажной призмы (рис. 10.5, *а*) или наслонного дренажа (рис. 10.5, *б*). В этом случае дренаж выполняют из нескольких слоев грунта (обычно 2...3) толщиной не менее 25 см. При этом слои располагают так, чтобы

каждый последующий по направлению движения фильтрационного потока слой дренажа имел коэффициент фильтрации больше, чем предыдущий, а отношение средних диаметров зерен грунта соседних слоев было равно $D_m/d_m=8...10$. Это обеспечивает непроходимость частиц защищаемого грунта диаметром d_m через поры защищающего его слоя с частицами диаметром D_m. Отвечающий этим требованиям дренаж называют обратным фильтром. Возвышение верха дренажа назначают на 1...2 м выше ожидаемого выхода на откос депрессионной поверхности и не менее 0,5 м над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе (рис. 10.5).

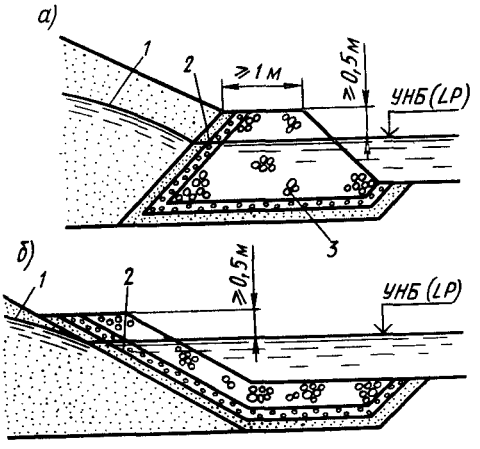


Рис. 10.5. Типы дренажей в низовом клине плотины:
а — дренажная призма; *б* — наслоиный дренаж; *1* — кривая депрессии; *2* — обратный фильтр; *3* — банкет

Для решения фильтрационных задач, указанных выше, в настоящее время имеется ряд гидромеханических, гидравлических и экспериментальных методов.

Гидромеханические методы расчета дают возможность теоретически построить так называемую гидродинамическую сетку фильтрации, состоящую из линий равных напоров *1* (эквипотенциалей) и линий тока *2* (см рис. 10.4). Однако получены такие решения только для отдельных простейших случаев, причем обычно с учетом следующих упрощающих решения предпосылок: движение воды происходит в однородном (изотропном) грунте и подчиняется закону Дарси; движение воды рассматривается в плоскости, нормальной к оси сооружения, как установившееся.

С помощью гидравлических методов можно с достаточной для практических целей точностью определить положение депрессионной поверхности, градиенты напора и средние скорости фильтрационного потока, фильтрационный расход.

При экспериментальных исследованиях для получения характеристик фильтрационного потока используют грунтовые и щелевые лотки и метод ЭГДА. Последний получил наибольшее распространение.

Используя теоретические решения, следует иметь в виду, что положенные в их основу предпосылки (однородность грунта, постоянство коэффициента фильтрации и др.) на практике не всегда имеют место. Поэтому получаемые результаты не следует переоценивать и в каждом конкретном случае надо учитывать весь

комплекс геотехнических и гидрологических условий объекта, вносятся необходимые коррективы в расчеты.

Для проектирования земляной плотины необходимо определить наивысшее и наинизшее положения кривой депрессии и величину фильтрационного расхода, оценить опасность суффозии. Положение кривой депрессии следует определять не только в предположении установившегося режима для наивысших уровней воды, но и с учетом изменения ее положения в пространстве и во времени, оценив, в частности, возможность или невозможность достижения ею наивысшего положения за период паводка.

Осадки плотины и ее основания происходят в период строительства и эксплуатации. Осадка плотины в период строительства при хорошем уплотнении грунта бывает незначительной и в расчетах обычно не учитывается. Осадка же основания может быть достаточно большой:

$$S=\sum_{i=1}^{i=k}\Delta h_i\frac{n_{1-i}-n_{2-i}}{1+n_{1-i}}, \qquad (10.4)$$

где S — осадка за рассматриваемый период времени по расчетной вертикали, м; Δh_i — мощность сжимаемых элементарных слоев грунта, на которые делится сжимаемая толща, м; k — количество расчетных элементарных слоев грунта; n_{1-i}, n_{2-i} — коэффициенты пористости грунта, определяемые по компрессионной кривой в зависимости от сжимающих напряжений σ_{t-1} и σ_{t-2} в скелете грунта на уровне слоя i в соответствующие моменты времени t_1 и t_2.

Увеличение напряжения в скелете рассматриваемого слоя грунта будет равно давлению столба грунта p_d над рассматриваемым слоем в соответствующий момент времени.

Осадку основания S учитывают при исчислении объема земляных работ, прибавляя эту величину к высоте плотины. По зависимости (10.4) могут быть определены и осадки плотины в период ее эксплуатации. Для предварительного определения эксплуатационной осадки плотины S_{ser} (м) можно воспользоваться эмпирической формулой Лаутона

$$S_{ser}=0{,}001h^{3/2}, \qquad (10.5)$$

где h — высота плотины, м. Формула дает хорошее совпадение с натурой для плотин высотой до 150 м.

10.4. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ПЛОТИНЫ

В настоящее время наиболее распространенными методами расчета устойчивости откосов грунтовых плотин являются методы, основанные на предположении, подтверждаемом и наблюдениями за работой сооружений, что наиболее вероятной поверхностью обрушения (скольжения) откосов является цилиндрическая. В поперечном сечении плотины эта поверхность дает примерно дугу

круга. Расчет производят обычно в условиях плоской деформации, т. е. для участка плотины протяженностью 1 м. В качестве расчетных принимают случаи, устанавливаемые по рекомендациям соответствующих нормативных документов [12]. При этом призму обрушения рассматривают либо как одно монолитное тело, либо деля ее на конечное число вертикальных отсеков. Методы расчета устойчивости с делением призм обрушения на отсеки применяют более широко, так как в этом случае возможно учесть неоднородность грунта и различные силы, действующие на откос. Ширину отсеков b_i обычно принимают равной $0{,}1R$, где R — радиус кривой обрушения. Коэффициент запаса устойчивости рассматриваемой части плотины (призмы обрушения) k_s определяют как отношение суммарного момента всех удерживающих сил, действующих на отсеки, к моменту сдвигающих сил. Моменты определяют относи-

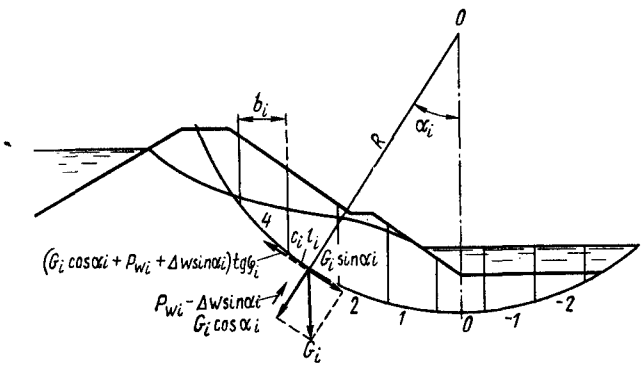


Рис. 10.6. Схема к расчету устойчивости откоса

тельно центра принятой кривой скольжения. Общая схема сил, действующих на сползающий массив грунта, приведена на рис. 10.6. В соответствии с ней, принимая равнодействующую давления воды на вертикальные грани отсека ΔW_i равной нулю, для определения k_s может быть получена формула

$$k_s = \frac{\sum [(G - P_w) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i]}{\sum (G_i \sin \alpha_i + F_{hi} r / R)}, \qquad (10.6)$$

где G_i — вес грунта и воды в пределах рассматриваемого отсека, кН; вертикальную составляющую внешней нагрузки F_i в пределах отсека F_{iv} учитывают, заменяя эквивалентным слоем грунта; $P_w = P_{wi} + P_k + P_a$ — равнодействующая давления воды и ее составляющие, соответственно взвешивающее, фильтрационное и избыточное поровое давления воды, кН; φ — угол внутреннего трения грунта; $c_i b_i / \cos \alpha_i$ — сцепление грунта по подошве отсека, кН; F_{hi} и r — соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки на отсек (поверхностные и объемные силы, исключая

фильтрационные), кН, и ее плечо относительно моментной точки, м.

Расчет устойчивости откоса ведут в следующем порядке. Из точки O проводят круглоцилиндрическую поверхность радиусом R. Затем призму обрушения разбивают на отсеки начиная с нулевого (рис. 10.6). При $b=0{,}1R$ величины $\sin\alpha$ оказываются равными $^1/_{10}$ порядкового номера отсека с соответствующими знаками. Вес грунта (кН) в пределах отсека определяют по формуле $G_i=\gamma\rho_s g b_i$ с учетом его влажности. При наличии выше грунта слоя воды высотой h_i ее вес, равный $\rho_w g h_i b_i$, добавляют к весу грунта. Суммарное воздействие взвешивающих и фильтрационных сил в пределах i-го отсека в общем случае определяют по методикам, изложенным в специальной литературе. Если же устойчивость откоса рассматривается при установившемся фильтрационном потоке, то P_w может быть определена по формуле $P_w=g\rho_w h_p b_i/\cos\alpha_i$, здесь h_p — пьезометрическая высота в центре i-го отсека, ρ_w — плотность воды.

В практических расчетах устойчивости откосов требуется найти такую кривую скольжения, для которой значение k_s будет ми-

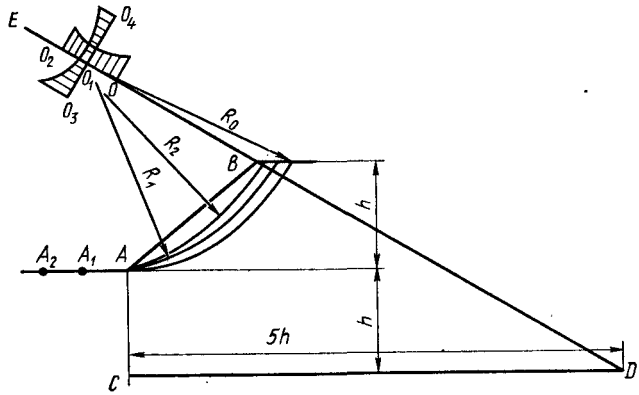


Рис. 10.7. Схема к определению положения центра наиболее опасной круговой кривой скольжения:
AB — откос сооружения

нимальным. Для этого требуется просчитать достаточно большое число случаев при различных кривых скольжения. Выполняют это обычно с помощью ЭВМ. Для приближенной оценки устойчивости откосов такую кривую отыскивают, используя различные вспомогательные приемы. По одному из них (рис. 10.7) отыскание минимального значения k_s ведут в следующем порядке. Из точки A по вертикали вниз откладывают отрезок AC, равный высоте плотины H. От точки C проводят горизонтальный отрезок CD, по длине равный $5h$. Далее из точки D проводят прямую DE через точку B, на которой и намечают ряд положений центров кривых скольже-

ния O, O_1, O_2 и т. д. Определив для этих трех членов значение k_s, графически отыскивают $k_{s\,\min}$. Затем через центр кривой скольжения, соответствующий минимальному значению k_s, проводят линию, перпендикулярную DE, и на ней намечают еще ряд центров кривых скольжения O_3, O_4 и т. д. Получив и для этих центров скольжения соответствующие значения коэффициентов запаса, графически определяют значение $k_{s\,\min,\,\min}$. Затем аналогичные построения проводят для кривых, проходящих через точки A_1, A_2 и т. д. Следует иметь в виду, что начала кривых скольжения обычно не выходят за пределы $2h$ от подошвы откоса во внешнюю сторону и за пределы такой же примерно величины в глубину от поверхности основания.

При поиске опасной поверхности сдвига может быть использована зависимость

$$k_{s\min,\min} \geqslant \gamma_n \gamma_{lc}/\gamma_{cd}^*, \qquad (10.7)$$

где γ_n — коэффициент надежности по назначению (ответственности); γ_{lc} — коэффициент сочетаний нагрузок; γ_{cd} — коэффициент условий работы.

Значения коэффициентов приведены в СНиП 2.06.05—84. При этом следует иметь в виду, что полученное расчетом значение коэффициента устойчивости k_s не должно превышать величину соотношения $\gamma_n\gamma_{lc}/\gamma_{cd}$ более чем на 10%.

10.5. ВОЗВЕДЕНИЕ ПЛОТИН И ПРОПУСК ВОДЫ В ПЕРИОД СТРОИТЕЛЬСТВА

Выше было отмечено, что насыпные плотины возводят послойной их отсыпкой насухо или в воду. В состав основных работ при отсыпке плотин насухо входят: подготовка и разработка карьеров, доставка грунта к месту укладки, отсыпка, разравнивание и уплотнение грунта в тело сооружения. Грунт в карьере разрабатывают землеройными или землеройно-транспортными машинами, а доставку грунта к месту укладки осуществляют самосвалами или конвейерным транспортом. Разравнивание грунта на плотине производят бульдозерами, грейдерами или скреперами. Если влажность укладываемого в плотину грунта (особенно глинистого) отличается от оптимальной**, то производят его подсушку или увлажнение. Механическое уплотнение грунта производят для уменьшения фильтрации воды через тело плотины, повышения устойчивости ее откосов и уменьшения деформации плотины под действием собственного веса и давления воды.

Для уплотнения связных грунтов чаще всего применяют кулачковые и пневматические катки, иногда гладкие решетчатые и виб-

* Здесь обозначение коэффициентов γ_{lc} и γ_{cd} принято согласно СНиП 2.06.06—85.

** Оптимальной влажностью называют влажность грунта, при которой в процессе уплотнения достигается максимальная его плотность.

рационные. Для уплотнения грунта в местах примыкания к берегам и бетонным сооружениям, т. е. при стесненном фронте работ, используют трамбующие катки или плиты. Для уплотнения несвязных грунтов целесообразны вибро- и пневмокатки, а также вибротрамбовки.

Отсыпку грунтов в воду («мокрый» способ возведения плотин) применяют при отсыпке морены, глинистых и песчаных грунтов. Преимуществами этого способа являются прежде всего возможность использования грунтов, плохо поддающихся укладке другими способами, а также ведения работ в дождливые периоды и во время заморозков. Уложенный этим способом грунт обладает высокой плотностью и хорошими противофильтрационными свойствами. При возведении плотин этим методом грунты отсыпают послойно в искусственные прудки (карты), огражденные дамбами, или в естественные водоемы. Толщину слоя отсыпки в зависимости от укладываемого грунта назначают в пределах от 1 до 10 м. Высоту дамб обвалования принимают примерно равной толщине слоя отсыпки. Размеры прудков (карт) в плане назначают так, чтобы при заданной толщине слоя объем карты соответствовал сменной производительности используемого оборудования.

При возведении намывных плотин грунт в карьерах разрабатывают либо сухим способом (экскаваторами или иными снарядами), либо, что чаще, средствами гидромеханизации — землесосами или гидромониторами. В случае необходимости землесосы снабжают специальными разрыхлителями. Транспортировку грунта осуществляют по напорным трубопроводам или, что реже, по лоткам. Транспортировать грунт по лоткам возможно в тех случаях, когда карьеры расположены выше гребня плотины и вблизи от нее.

Укладку грунта в плотину осуществляют по одной из четырех возможных схем намыва — двусторонней, односторонней, мозаичной и торцовой. Двустороннюю схему применяют при намыве надводных частей однородных и неоднородных (в частности с ядром) плотин. При этой схеме пульпопровод, идущий от карьера к плотине, на месте намыва разделяется на две ветви (распределительные пульпопроводы), укладываемые вдоль откосов плотины (рис. 10.8). Укладку этих пульпопроводов осуществляют по деревянным эстакадам высотой до 5 м (эстакадный способ намыва), на инвентарных опорах высотой до 1,5 м, заглубленных в грунт на 0,5 м (низконапорный способ намыва), или непосредственно на намытый грунт (безэстакадный способ намыва).

Наиболее распространенным из этих схем намыва является безэстакадный способ с центральным прудком-отстойником. Распределительные пульпопроводы в этом случае состоят из звеньев, снабженных быстроразъемными раструбными соединениями. В процессе намыва пульпопроводы с помощью крана наращивают или укорачивают по длине карты, не прекращая подачи пульпы.

При эстакадном способе намыва в распределительных пульпопроводах обычно через 5 ... 6 м по длине прорезают отверстия, обо-

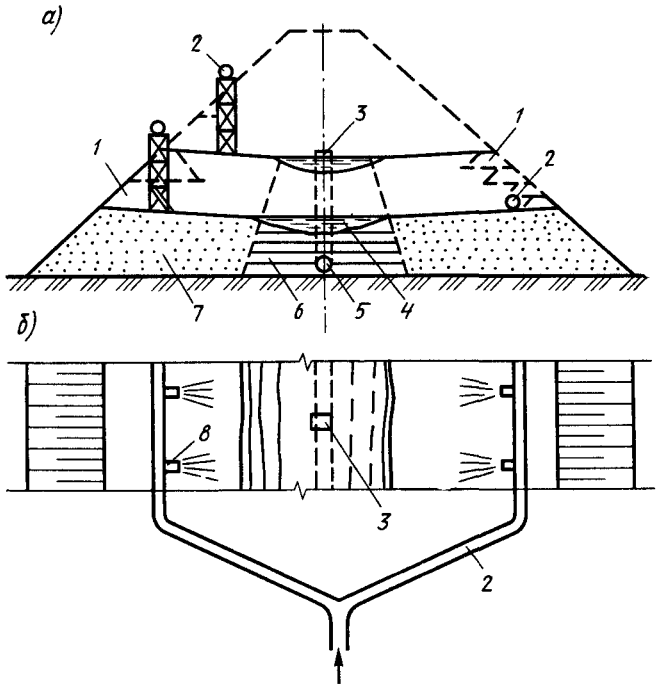


Рис. 10.8. Схемы двустороннего намыва плотины:
а — эстакадный способ намыва; *б* — безэстакадный способ намыва; *1* — дамба обвалования; *2* — распределительный пульповод; *3* — сбросной колодец; *4* — прудок-отстойник; *5* — коллектор; *6* — ядро; *7* — боковая призма; *8* — распределительный лоток

рудованные задвижками, через которые выпускают пульпу. Для удобства распределения пульпы иногда используют деревянные или металлические лотки, которые укорачивают по мере намыва сооружения. Излишнюю воду из прудков-отстойников удаляют с помощью вертикальных водосливных колодцев. Одностороннюю схему намыва плотин используют главным образом для надводного, а иногда подводного намыва плотин. Ведут его с прудком-отстойником или без него любым из указанных выше методом, но чаще безэстакадным способом, укладывая пульповод у низового откоса вдоль дамб обвалования, которые отсыпают для его формирования. Верховой откос при этом обычно формируется в условиях свободного растекания пульпы. В воде грунт ложится с откосом 1 : 4, а выше воды — с откосом 1 : 12 ... 1 : 20, но иногда и положе (в зависимости от зернового состава грунта). При необходимости ширина плотины может быть ограничена с помощью банкета под водой или ряда дамб овалования выше воды (рис. 10.9, *а*). При одностороннем намыве со свободным растеканием пульпы в верховой части плотины образуется зона с менее водопроницаемым грунтом, чем в нижней ее части.

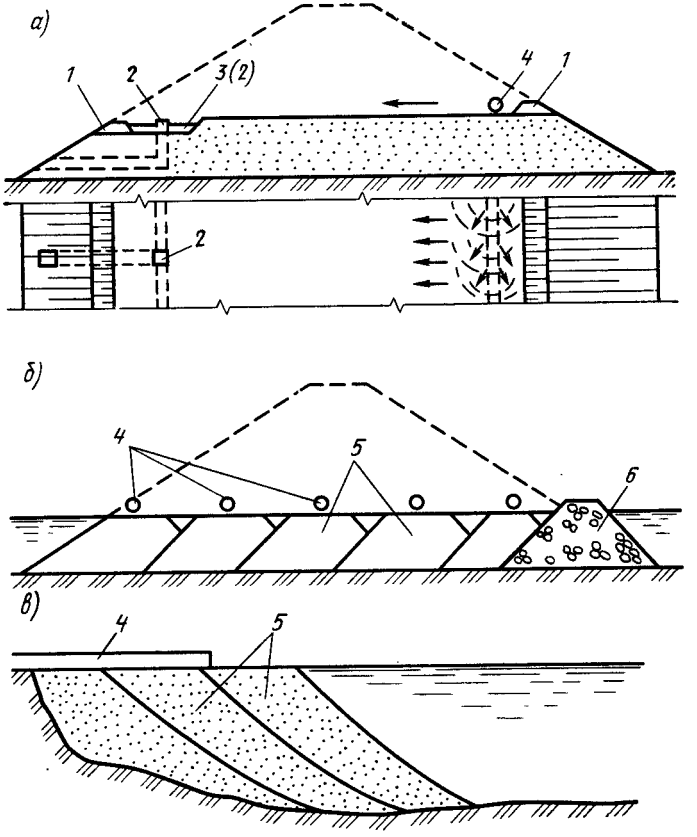


Рис. 10.9. Схемы намыва плотин:

а — схема одностороннего намыва плотины; *б* — то же, мозаичного; *в* — то же, торцевого при подводном намыве; *1* — дамба обвалования; *2* — сбросной колодец; *3* — прудок-отстойник; *4* — пульповод; *5* — конусы намыва; *6* — банкет

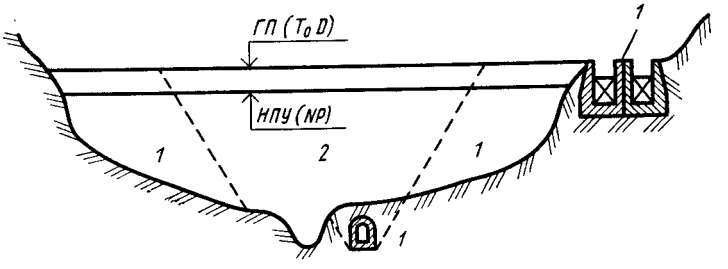


Рис. 10.10. Схема очередности работ по постройке плотины:

1 — объекты первой очереди; *2* — то же, второй

Мозаичную схему (рис. 10.9, *б*) используют для намыва однородных плотин из неоднородного грунта. Намыв ведут без образования прудка-отстойника и чаще всего безэстакадным способом. Распределительные пульпопроводы укладывают по всей ширине сооружения. После намыва очередного яруса грунта их смещают в плане так, чтобы места выпуска пульпы по ярусам располагались в шахматном порядке, что обеспечивает достаточную однородность грунта по всей ширине плотины.

Торцевой способ используют в основном для намыва под воду русловых частей плотин. Намыв ведут аналогично мозаичной схеме, но намывают подводную часть плотины сразу на всю высоту (рис. 10.9, *в*), что обеспечивает высокую производительность работ*. Пульпопроводы наращивают, укладывая их по свеженамытому грунту. При возведении торцовым способом подводных ярусов плотины с ядром вначале намывают боковые части плотины, а затем намывают ее среднюю часть из малопроницаемых грунтов.

При земляной водохранилищной плотине обычно сооружают водосбросы, водоспуски, а в ряде случаев и приплотинные водозаборы. Водосбросы используют для пропуска паводковых вод, водоспуски — для опорожнения водохранилища. Водозаборы устраивают в тех случаях, когда из водохранилища забирают воду для целей водоснабжения. Водозаборы обычно совмещают с водоспусками. В период строительства гидроузла галерею водоспуска обычно используют для пропуска строительных расходов. Возведение всего комплекса сооружений производят в несколько очередей. В первую очередь (рис. 10.10) возводят водосброс, водоспуск и береговые части плотины, во вторую очередь — центральную ее часть. При этом с помощью низовой и верховой перемычек воду отводят в галерею водоспуска, в которой до пропуска строительных расходов внутренние трубопроводы не укладывают.

При сооружении водосливных плотин (водосбросов) на пойме, а также в условиях малой пропускной способности галерей водоспуска земляную плотину иногда возводят непосредственно в текущей воде. В этом случае первоначально набрасывают банкет из крупного камня (см. рис. 10.9, *б*), затем отсыпают щебень или гальку или смесь гравия с песком. После этого в образованный таким образом тиховод с банкета производят отсыпку или намыв грунта до проектной отметки.

10.6. КАМЕННЫЕ И КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

Каменные и каменно-земляные плотины применяют там, где имеются достаточные запасы камня необходимого качества. Плотины первого типа возводят, как правило, на скальных основаниях, а каменно-земляные — как на скальных, так и на нескальных, но

* При намыве торцевым способом русловой плотины Волжской ГЭС имени В. И. Ленина средняя производительность составила 201 тыс. м³/сут, а максимальная — 227 тыс. м³/сут.

малоподатливых грунтах. Для возведения каменно-земляных плотин требуется наличие достаточного количества грунтов, пригодных для создания противофильтрационных устройств. При отсутствии таких грунтов сооружают каменно-набросные плотины.

В рассматриваемых типах плотин применяют различные по конструкции противофильтрационные устройства: в каменно-земляных плотинах (см. рис. 9.3, *а ... д*) — грунтовые экраны, ядра, верховые грунтовые призмы, центральные грунтовые призмы; в каменно-набросных плотинах (рис. 9.3, *е, ж*) — экраны из негрунтовых материалов, диафрагмы.

Выбор конструкции земляных плотин зависит от наличия материалов на месте строительства, геологических условий и производственных возможностей. Выбор той или иной конструкции плотины должен быть обоснован технико-экономическим сравнением вариантов.

Рассматриваемые типы плотин возводят либо наброской крупного камня пионерным способом ярусами высотой до 10 м и более, либо отсыпкой сравнительно мелкого камня тем же способом слоями толщиной до 2,5 м. В последнее время второй метод возведения плотин получает преимущественное применение.

Наброску и отсыпку камня ведут с искусственным уплотнением или без него. При отсыпке мелкого камня тонкими слоями (0,5 ... 2,5 м) уплотнение производят виброкатками, груженными самосвалами и другими механизмами с поливом или без полива водой. Наброску камня осуществляют с высоты 6 ... 8 м до 45 м с эстакад. Уплотнение наброски производят гидромонитором под давлением до 1 МПа с расходом воды 2 ... 4 м^3 на 1 м^3 наброски в теле плотины. Плотины без искусственного уплотнения возводят намывом, взрывом на выброс, отсыпкой в воду, а также отсыпкой и наброской без уплотнения.

При оценке пригодности скальных пород для возведения плотины учитывают запасы породы, физико-механические и химические свойства камня, условия его разработки и транспортировки. Характеристики скальных пород устанавливают на основе исследований в лаборатории и натурных условиях.

Для наброски используют достаточно прочный материал. Лучшим считается рваный камень с отношением максимального его размера к минимальному не более 3 : 4. Иногда используют и окатанный материал — валуны и булыги. Зерновой состав материала должен быть достаточно однороден, с тем чтобы при сбрасывании не происходило его расслоения. В то же время для уменьшения пористости наброски и осадки сооружения зерновой состав должен включать и небольшое количество мелочи (менее 5%). Следует использовать камень без его сортировки.

При отсыпке камня тонкими слоями с искусственным уплотнением можно использовать крупнообломочные грунты самого разнообразного состава и качества. Имеются примеры использования для строительства плотин слабых песчаников, сланцев, алевроли-

тов и др. Необходимо лишь зонировать крупнообломочные грунты различного качества в пределах поперечного сечения плотины. Более мелкий и менее прочный материал следует размещать во внутренних частях призм, а более прочный и крупный — ближе к внешним их граням.

Для возведения подэкрановой кладки каменно-набросных плотин обычно используют крупный постелистый камень правильной формы с толщиной не менее 20 см.

Для противофильтрационных элементов каменно-земляных плотин возможно применение практически всех маловодопроницаемых грунтов от глин до песка. Однако наибольшее распространение находят супеси и суглинки. Пески применяют реже из-за их относительно большой водопроницаемости, а глины — из-за сложности достижения необходимой плотности укладки. В последнее время для возведения ядер и экранов этих плотин получают распространение связные грунты с крупнообломочными включениями. К ним относят щебенисто-дресвяные и гравийно-галечниковые грунты с содержанием мелкозернистой фракции ($d_{par}<2$ мм) более 50%. Это объясняется их меньшей деформируемостью по сравнению с «чистыми» мелкозернистыми грунтами.

При проектировании каменно-земляных и каменно-набросных плотин решаются в основном те же вопросы, что были освещены при рассмотрении земляных плотин. Заложение верхового и низового откосов каменно-земляных плотин с ядром колеблется в пределах 1,5 ... 3, у плотин с экраном — соответственно 2 ... 3 и 1,5 ... 2.

Очертание откосов каменно-земляных плотин обычно ровное, без берм. Последние устраивают лишь в местах сопряжения перемычек с телом плотин. Крепление откосов каменно-земляных плотин зависит от материала упорных призм или защитного слоя. Низовой откос обычно крепления не требует. Со стороны же верхнего бьефа откос укрепляют наброской более крупного камня, чем материал, слагающий упорную призму. Размер этого камня определяют расчетом и отбирают его из материала упорных призм. Подготовки под такое крепление не требуется.

Ширину плотины по гребню, так же и возвышение гребня над расчетным уровнем, назначают из тех же условий, что и для земляных плотин.

Экраны из грунта конструируют, как и для земляных плотин. Разница заключается лишь в том, что с целью уменьшения фильтрационных потерь экраны следует делать толще и утрамбовывать плотнее. Толщину экрана поверху назначают равной 1 ... 1,5 м, понизу принимают толщину экрана по нормали к откосу $b=(0{,}1 \ldots 0{,}2)h$, где h — высота плотины. Между земляным экраном и наброской укладывают переходный слой 4 из галечника, щебня или карьерной мелочи (рис. 9.3, *а*).

Ядра каменно-земляных плотин подразделяют на тонкие с отношением $b/h\leqslant 1$, но не менее $b/h=0{,}2$, и массивные с отношением $b/h>1$. Минимальное отношение b/h обычно имеет место на гра-

нице ядра с основанием. Наибольшее распространение в настоящее время получили ядра с $(b/h)_{min}=0{,}3...0{,}7$. Как правило, ядра плотин имеют постоянный уклон откосов без изломов.

Заложения откосов каменно-набросных плотин примерно такие же, как и каменно-земляных плотин. Если же под экраны выполняют сухую кладку, то откосы могут быть круче и заложение для плотин низких и средней высоты может быть уменьшено до 1 : 0,5 ... 1 : 1. Однако в настоящее время экраны часто укладывают на подготовку из щебня или гравия с выравнивающим слоем из тощего бетона. Заложение верхового откоса в этом случае несколько увеличивается, но зато уменьшается и степень использования ручного труда.

Типы экранов из негрунтовых материалов, применяемые в каменно-набросных плотинах, весьма разнообразны и могут быть выполнены из дерева, бетона, железобетона, синтетических пленок, стали, асфальта и др. Экраны из бетона и железобетона чаще всего выполняют однослойными, разделенными на секции температурно-деформационными вертикальными и горизонтальными швами через 4...15 м (рис. 10.11). Деревянные, асфальтобетонные и пленочные экраны применяют в основном для низких и средней высоты плотин, причем пленочные в основном для плотин временных. Для пленочных экранов обычно используют полихлорвиниловые пленки, укладываемые в 2...3 слоя с общей толщиной 2...5 мм. Металлические экраны выполняют из стальных листов толщиной 6...12 мм; листы соединяют сваркой. Эти экраны работают вполне удовлетворительно, но являются весьма дорогостоящими.

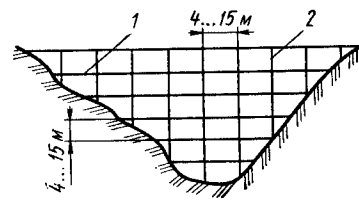


Рис. 10.11. Схема расположения осадочных *1* и температурных *2* швов железобетонного экрана

Для устройства негрунтовых диафрагм в каменно-набросных плотинах возможно применение тех же материалов, что и для экранов. Однако бетонные и железобетонные диафрагмы в настоящее время, как правило, не применяют, так как опыт их эксплуатации показал, что очень трудно исключить в период эксплуатации возможность появления в них деформационных трещин. Редко применяют и стальные диафрагмы в связи с их дороговизной и трудностями их установки при наличии сильного ветра. В настоящее время при строительстве низких и средней высоты плотин стали получать распространение диафрагмы из асфальтобетона. В отличие от железобетонных такие диафрагмы могут воспринимать неравномерные осадки без нарушения их водопроницаемости. Есть случаи использования и пленочных диафрагм (Атобашинская плотина, СССР).

С целью удешевления строительства каменно-земляных плотин при небольших напорах на них пропуск паводковых расходов иног-

Рис. 10.12. Камеино-земляная водосливнаи плотина:

1 — защитный слой; *2* — бетонные плнты; *3* — каменная наброска; *4* — обратный фильтр; *5* — экран н понур

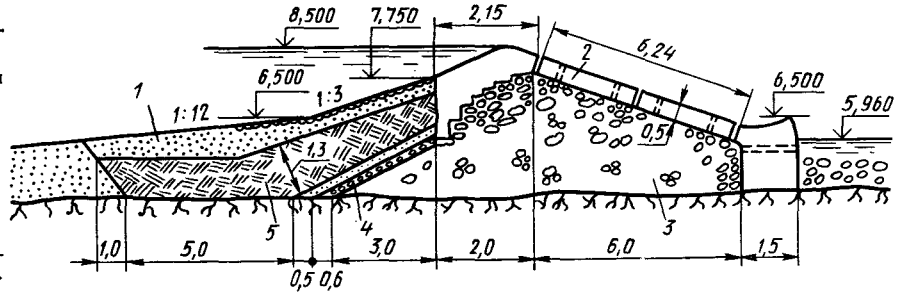
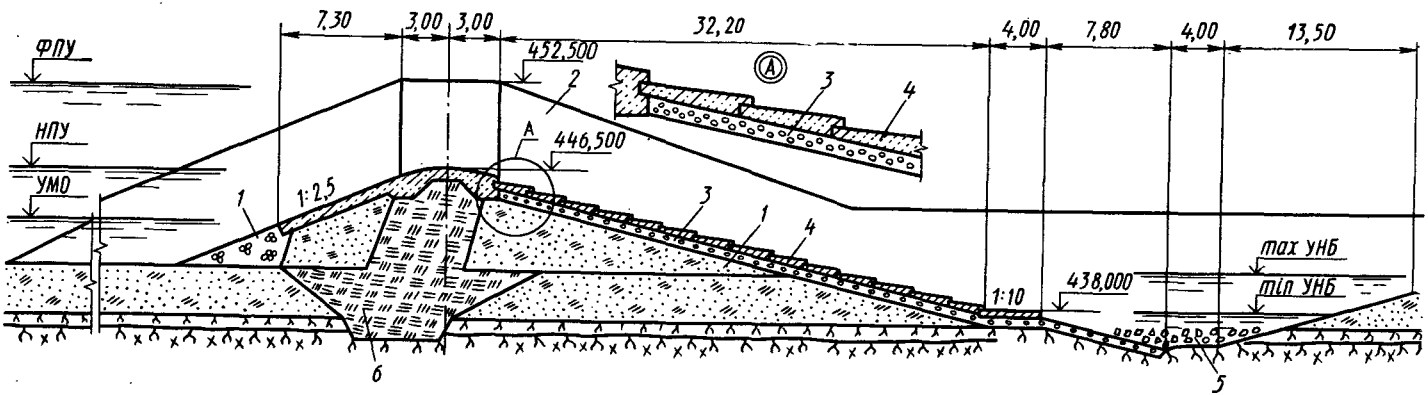


Рис. 10.13. Переливиая землиная плотина:

1 — гориая масса; *2* — глухая земляная плотина; *3* — рваный камень; *4* — железобетонные плиты; *5* — наброска камня; *6* — суглинок



да осуществляют фильтрацией через тело плотины или переливом воды через ее гребень. Одной из первых плотин такого типа была плотина, построенная на Алтае. Низовая часть выполнена из каменной наброски. Паводковый расход пропускается как по поверхности низового откоса, укрепленного ряжевым каркасом, обшитым досками, так и через каменную наброску.

Допускаемый удельный расход по каменной наброске таких плотин зависит от размеров камня, уклона низового откоса и глубины воды в нижнем бьефе. Обычно он не превышает 2 ... 3 м³/с. Н. Н. Беляшевским был предложен улучшенный тип таких плотин, в которых гребень и низовой откос укреплены бетонными плитами. Максимальные удельные расходы для таких плотин составляют 15 ... 20 м³/с. Несколько таких плотин с напорами от 3 до 6 м в настоящее время эксплуатируется на Украине. Поперечный разрез одной из них приведен на рис. 10.12.

В настоящее время предложены и осуществлены в опытном порядке и несколько переливных земляных плотин с переливом через гребень. Водосливную часть таких плотин выполняют в виде быстротоков с уклоном дна в зависимости от грунта плотины $i = 0{,}12 \ldots 0{,}2$. Так как уклон быстротока положе уклона низового откоса плотины, то быстротоки размещают в местах примыкания плотин к одному из берегов. Одна из таких конструкций приведена на рис. 10.13. Плотина высотой около 20 м рассчитана на пропуск расхода 2500 м³/с при длине водосливной части 110 м. Как видно из чертежа плотины, входная часть водосброса, а также дно и борта быстротока трапецеидального профиля выполнены из железобетонных плит. Плиты быстротока имеют клиновидное очертание. Уложены они на обратный фильтр обычной конструкции имеют отверстия для уменьшения фильтрационного давления на плиты.

Что касается пропуска расходов за счет фильтрации воды через тело плотины, то опыт эксплуатации показал, что такая идея не оправдала себя, так как тело плотины быстро засоряется и заиляется, вследствие чего теряет свою фильтрационную способность.

ГЛАВА 11

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ВОДОСЛИВНЫЕ НИЗКОНАПОРНЫЕ ПЛОТИНЫ

11.1. ОСНОВНЫЕ ЧАСТИ ПЛОТИН

Низконапорные бетонные и железобетонные плотины по характеру их взаимодействия с русловым потоком подразделяют на глухие и водосливные. Глухие плотины из бетона и железобетона строят редко в особо сложных условиях. В связи с этим глухие части

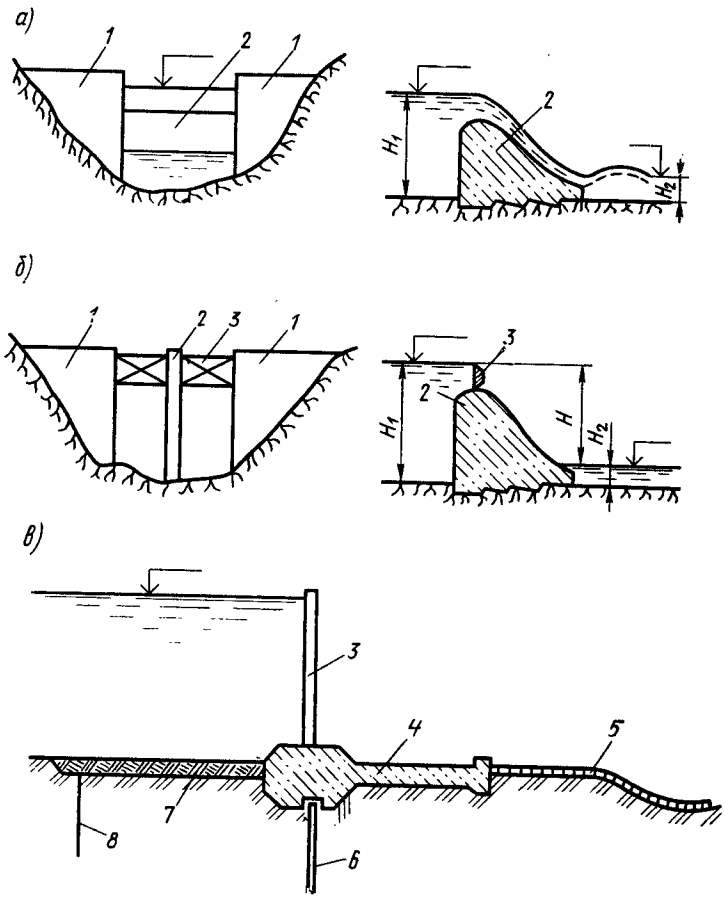


Рис. 11.1. Типы бетонных плотин:
1 — глухая плотина; *2* — водосливная плотина; *3* — затвор; *4* — водобой; *5* — рисберма; *6* — королевый шпуит; *7* — поиур; *8* — поиуриый шпуит

низконапорных плотин обычно выполняют из грунтовых материалов.

Бетонные и железобетонные плотины, предназначенные для пропуска расходов воды, выполняют следующих типов: с высоким порогом без затворов (рис. 11.1, *а*); с высоким порогом и затворами (рис. 11.1, *б*); с низким порогом и затворами (рис. 11.1, *в*).

Плотины с затворами обеспечивают наиболее благоприятные условия для пропуска максимальных расходов воды без повышения уровней в верхнем бьефе, а также регулирование уровней в водохранилище при изменении режима водопотребления. В связи с этим плотины с затворами наиболее часто используют в гидроузлах, возводимых для водоснабжения. Основными элементами водосливных плотин являются *устои, быки и флютбет* (рис. 11.2).

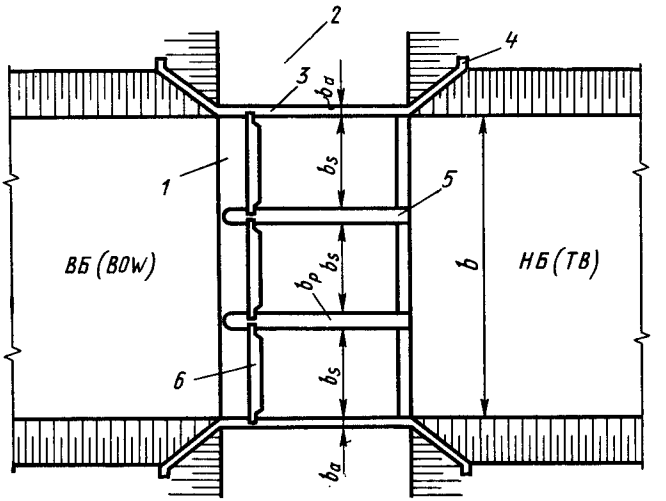


Рис. 11.2. Схема водосливной плотины:
1 — водосливная плотина; *2* — глухая земляная плотина; *3* — устой водосливной плотины; *4* — крылья устоя; *5* — быки; *6* — затвор

Устои обеспечивают сопряжение водосливной плотины с глухой земляной плотиной или берегами, защищают земляную плотину или берега от размыва их поверхностным потоком воды и обеспечивают безаварийную работу плотины в местах выхода обходного фильтрационого потока в нижнем бьефе. Устои, как и быки, служат опорами затворов плотин, мостов автодорог, механизмов, обслуживающих затворы, и т. п.

Флютбетом водосливной плотины называют ту ее часть, по которой проходит речной поток из верхнего бьефа в нижний. В плотинах с повышенным порогом он состоит из *понура, тела плотины, водобоя и рисбермы* (рис. 11.3). Понур является водонепроницаемым покрытием в верхнем бьефе и служит для удлинения пути фильтрации под плотиной. Тело плотины обеспечивает образование перепада уровней и воспринимает напор воды. Водобой противостоит ударам переливающейся через водослив воды и гасит энергию потока, а также создает безопасные условия для движения фильтрационных вод под плотиной. Рисберма представляет собой водопроницаемое покрытие дна, обеспечивающее благоприятные условия для выхода фильтрационного потока в нижнем бьефе и одновременно защищающее дно от размыва поверхностным потоком, сходящим с водобоя с большими скоростями.

В тех случаях, когда необходимо удлинение пути фильтрации под плотиной, производят погружение шпунтов под ней. При этом возможны три схемы подземного контура плотины: одношпунтовая, двухшпунтовая и трехшпунтовая. По первой схеме погружа-

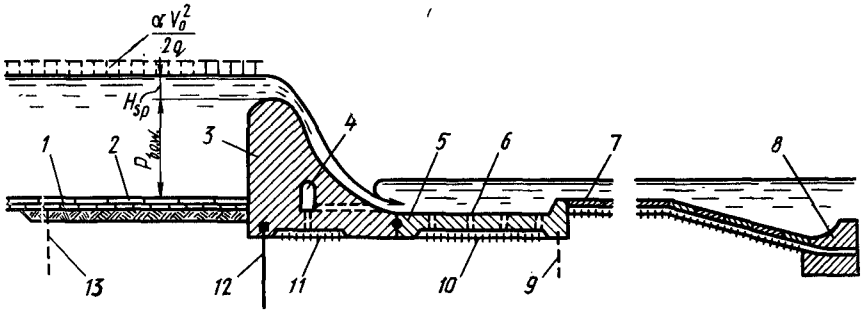


Рис. 11.3. Поперечный разрез водосливной плотины с повышенным порогом (флютбет плотины) на нескальных грунтах:

1 — понур; *2* — плиты крепления понура; *3* — тело плотины; *4* — галерея для отвода воды от дренажа под телом плотины; *5* — водобой; *6* — дренажные колодцы для отвода воды от дренажа под водобойной плитой; *7* — плиты крепления рисбермы; *8* — концевое крепление рисбермы; *9* — водобойный шпунт; *10, 11* — дренажи с обратным фильтром; *12* — королевый шпунт; *13* — понурный шпунт

ют один шпунт — королевый — под телом плотины (рис. 11.3), по второй схеме — два шпунта — королевый и понурный — под понуром. При третьей схеме погружают еще один шпунт — водобойный. Последний шпунт выполняют обычно коротким, перфорированным (дырчатым), используя его как средство против выпора грунта (см. ниже) на участке выхода фильтрационных вод в нижнем бьефе.

При проектировании водосливных плотин выполняют: фильтрационные расчеты; расчет водосливного отверстия плотины; гидравлический расчет сопряжения потока с нижним бьефом; статический расчет тела плотины; расчет быков и устоев.

11.2. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ

Фильтрационные расчеты плотин позволяют решить задачу по подбору их подземного контура. Для этого должны быть освещены следующие вопросы: распределение давления фильтрационного потока по подземному контуру флютбета; определение выходных скоростей фильтрующей воды в нижнем бьефе плотины; определение расходов фильтрационных вод из-под флютбета.

Решение этих вопросов, как и для земляных плотин, достаточно сложно и усугубляется тем, что в данном случае мы имеем дело, по существу, с двумя различными по характеру фильтрационными потоками, влияющими друг на друга: протекающим под плотиной напорным фильтрационным потоком, так как по его верхней границе давление переменно и не равно атмосферному, и безнапорным, идущим в обход сооружения. Для решения этих задач в настоящее время существует ряд гидромеханических, гидравлических и экспериментальных методов. В разработку их большой вклад внесли ученые Н. Н. Павловский, П. Я. Полубаринова-Кочина, В. В. Ведерников, Н. Т. Мелещенко, Р. Р. Чугаев, В. П. Недрига

и др. Эти методы изложены в специальной литературе [2, 16 и т. д.]. Ниже даны некоторые из них, широко используемые в практике проектирования, — метод коэффициентов сопротивления [16], графический метод построения гидродинамической сетки фильтрации и метод удлиненной контурной линии.

Метод коэффициентов сопротивления предложен Р. Р. Чугаевым для плотин со сравнительно неглубоким залеганием водоупора. В этом случае движение фильтрационного потока будет плавно изменяющимся и может быть представлено как движение воды в трубах, имеющих различные сопротивления (шпунты, уступы и т. д.) при ламинарном движении потока. Для расчета подземного контура плотин в этом случае необходимо определить такую глубину залегания водоупора, при которой подземный контур можно представить в виде горизонтальной трубы с основными параметрами фильтрационного потока, достаточно близко совпадающими с параметрами действительного потока.

Для плоской задачи при ламинарном движении потеря напора (м) на каждом участке такой трубы будет равна

$$H_f = \xi \frac{q}{k}, \qquad (11.1)$$

где ξ — коэффициент сопротивления, зависящий от геометрии участка; q — удельный расход, м³/с; k — коэффициент фильтрации, м/с.

Рассматриваемый метод требует определения для каждого параметра фильтрационного потока соответствующей ему активной глубины залегания водоупора T_{ac}, т. е. такой глубины, когда дальнейшее ее увеличение не приводит к изменению соответствующего ей параметра, принимая при вычислении эпюры фильтрационного давления $T_{ac}=T'_{ac}$, выходного градиента $T_{ac}=T''_{ac}$ и расхода $T_{ac}=T'''_{ac}$. Значение T'_{ac} определяют с учетом соотношений l_0/S_0 по приведенным в табл. 11.1 формулам. Здесь l_0 и S_0 равны соответственно горизонтальной и вертикальной проекциям подземного контура (рис. 11.4, *а*). Значение T''_{ac} принимают равным $2T'_{ac}$.

Таблица 11.1. **Формулы для определения активной глубины залегания водоупора в зависимости от схемы подземного контура плотины**

Схема подземного контура	l_0/S_0	T'_{ac}	T''_{ac}
Распластанная	$\geqslant 5$	$0{,}5\ l_0$	$2\ T'_{ac}$
Промежуточная	$3{,}4 \leqslant l_0/S_0 \leqslant 5$	$2{,}5\ S_0$	
Заглубленная	$1{,}0 \leqslant l_0/S_0 \leqslant 3{,}4$	$0{,}8\ S_0+0{,}5\ l_0$	

Значение расчетной глубины расположения водоупора T_d принимают в зависимости от действительного его заглубления T_r. Если T_r меньше T'_{ac} и T''_{ac}, то $T'_d=T''_d=T_r$. Если же T_r больше T'_{ac} и T''_{ac}, то $T'_d=T'_{ac}$ и $T''_d=T''_{ac}$. Значение T''_d всегда принимают равным T_r.

Порядок расчета подземного контура следующий. Вначале задаются размерами элементов флютбета. При этом принимают длину понура в пределах $l_{nf}=(0\ldots3)H$, длину тела плотины $l_{dam}=(1{,}0\ldots1{,}5)H$, длину королевого шпунта $S_1=(1{,}0\ldots1{,}5)H$, понурного шпунта S_2 от 2 м до 0,5 H, водобойного шпунта 2...4 м, длину колодца и выходного участка — из расчета сопряжения бьефов. Если шпунты висячие (т. е. не доходят до водоупора), то расстояние между ними должно приниматься не менее суммарной их длины ΣS, а в исключительных случаях — не менее 0,75 ΣS, так как в про-

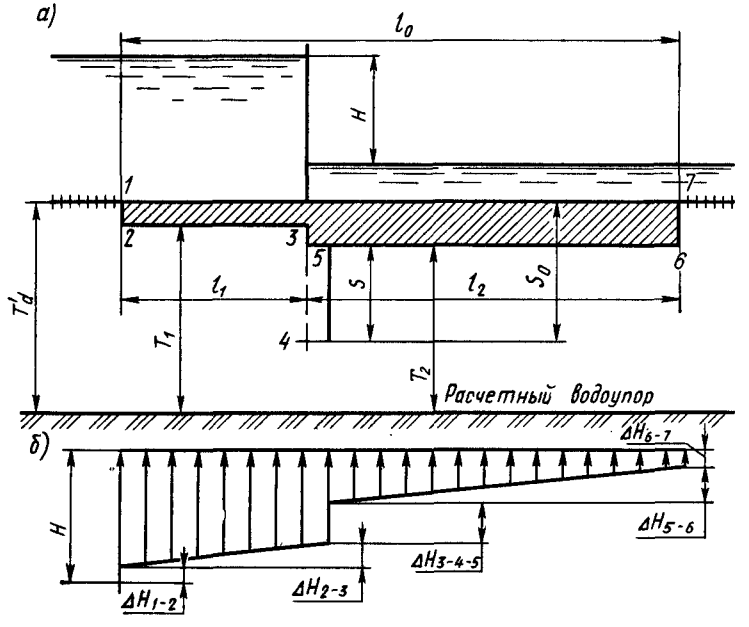


Рис. 11.4. Схема к расчету фильтрационного давления на подошву плотины по методу коэффициентов сопротивления

тивном случае эффективность шпунтов резко уменьшается. Далее принятый подземный контур расчленяют на элементы (рис. 11.4). Для приведенной на рисунке схемы это будут: вертикальные элементы — входной *1—2*, выходной *6—7*, шпунтовый *3—4—5*, горизонтальные — *2—3* и *5—6*. Коэффициенты сопротивления для этих элементов соответственно ξ_{ent}; ξ_{ex}; ξ_{sp} и ξ_h. При расчленении контура для упрощения расчетов без большой погрешности шпунт может быть перемещен на небольшое расстояние в положение, показанное на рисунке пунктиром.

Суммарный коэффициент сопротивления всей системы

$$\sum\xi=\xi_{ent}+\xi'_h+\xi_{sp}+\xi''_h+\xi_{ex}. \qquad (11.2)$$

Для определения величин ξ Р. Р. Чугаевым с учетом точных гидромеханических решений фильтрации под сооружениями и независимости значений ξ от ее направления, предложены следующие формулы.

*Для внутреннего шпунта S или уступа a**

$$\xi_{pc}=\frac{a}{T_1}+1{,}5\,\frac{S}{T_2}+\frac{0{,}5\,\dfrac{S}{T_2}}{1-0{,}75\,\dfrac{S}{T_2}}. \qquad (11.3)$$

При $S=0$ и наличии уступа формула (11.3) будет иметь вид $\xi_f=a/T_1$.

При определении ξ_{sp} по формуле (11.3) всегда следует за T_1 принимать бóльшую из T_1 и T_2 величину.

Для входного и выходного элементов контура

$$\xi_{enl}=\xi_{ex}=\xi_{pc}+0{,}44. \qquad (11.4)$$

При $S=0$ и наличии уступа в формулу (11.4) вместо ξ_{pc} подставляют ξ_f. Если же $S=0$ и $a=0$, то

$$\xi_{enl}=\xi_{ex}=0{,}44. \qquad (11.5)$$

Для горизонтальных элементов контура:

при $l_h\geqslant 0{,}5/(S_1+S_2)$

$$\xi_h=[l-0{,}5(S_1+S_2)]/T; \qquad (11.6)$$

при $l_h\leqslant 0{,}5/(S_1+S_2)$

$$\xi_h=0, \qquad (11.7)$$

где l_h — длина горизонтального элемента; T — заглубление водоупора под ним; S_1 и S_2 — размеры шпунтов, расположенных слева и справа от горизонтального участка.

Построение эпюры фильтрационного давления на подошву сооружения производят, исходя из коэффициентов сопротивления подземного контура, вычисленных при T'_d (рис. 11.4). Потеря напора на i-м элементе контура при этом будет равна

$$\Delta H_i=\frac{H}{\Sigma\xi_i}\,\xi_i. \qquad (11.8)$$

На рис. 11.4, *б* эти потери обозначены $\Delta H_{1\text{-}2}$; $\Delta H_{2\text{-}3}$ и т. д.

Для определения максимального выходного пъезометрического уклона I_{ex} на поверхности дна нижнего бьефа (в точке 6 на рис.

---

* Формула относится к случаю $0{,}5\leqslant T_2/T_1\leqslant 1{,}0$ и $0\leqslant S/T_1\leqslant 0{,}8$, где T_1 и T_2 — глубина залегания водоупора под отдельными участками подземного контура плотины (для случая других отношений T_2/T_1 и S/T_1 см. [2, 16]).

11.4) следует вычислить коэффициенты сопротивления ξ при глубине T''_d

$$I_{eg}=(H/T_1)\cdot[1/(\alpha\Sigma\xi)], \qquad (11.9)$$

где коэффициент α для случая $0{,}7\leqslant T_2/T_1\leqslant 1{,}4$ определяют по приближенной формуле

$$\alpha\approx\sqrt{\sin\frac{\pi}{2}\left(\frac{S}{T_1}-\frac{T_2}{T_1}+1\right)}. \qquad (11.10)$$

Более точные значения для α приведены в специальной литературе.

Фильтрационный расход ($м^3/с$) определяют по формуле

$$q=\frac{H}{\Sigma\xi}k, \qquad (11.11)$$

где ξ — коэффициент сопротивления элементов подземного контура, вычисленный при $T_d'''=T_r$; k — коэффициент фильтрации.

Метод удлиненной контурной линии (приближенный метод) используют при расчетах незаглубленных, распластанных подземных контуров сооружений. Вначале определяют расчетное заглубление водоупора T_r', как это было указано выше. Затем, исходя из положения расчетного водоупора, устанавливают величину T_m, представляющую собой среднее заглубление водоупора под дном верхнего и нижнего бьефов, а также под отдельными горизонтальными участками подземного контура. Затем проводят горизонтальную линию AB (рис. 11.5), по длине равную суммарной протяженности развернутого подземного контура плотины l_{dam} (см. рис. 11.4). Далее от точек *1* и *7* на рис. 11.5 влево и вправо проводят горизонтальные отрезки длиной $l_o=0{,}44\ T_m$, чем учитывают дополнительные сопротивления потоку на входе и выходе. Виртуальная (условная) длина подземного контура будет равна $z=l_{dam}+2l_o=l_{dam}+0{,}88\ T_m$.

Дальнейшие построения ясны из чертежа. Полученная эпюра фильтрационного давления может быть приведена к виду, показанному на рис. 11.4, *б*.

Графический метод построения гидродинамических сеток основан на том, что, согласно теории потенциального движения, линии равных напоров и линии токов взаимно ортогональны. Следовательно, гидродинамическая сетка должна состоять из криволинейных квадратов. При построении сетки принимают, что линия подземного контура сооружения является первой линией тока, а линия водоупора — последней. В случае очень глубокого залегания водоупора за последнюю линию тока принимают полуокружность, проведенную радиусом, равным $R=(2\ldots 2{,}5)l_o$, из центра, лежащего посередине флютбета на уровне дна реки или канала (см. рис. 11.4). Расстояние между первой и последней линиями тока делят на равное число лент движения (рис. 11.6). Затем производят построение криволинейных квадратов. Проводить линии равных напоров обычно начинают с середины водобоя. Первую линию ве-

дут почти вертикально с небольшим наклоном в сторону нижнего бьефа. Количество лент движения и поясов равных напоров устанавливают, исходя из желаемой точности расчетов. При увеличении их точность расчетов повышается. На рис. 11.6 число поясов равных напоров равно 10. Построенную первоначально сетку про-

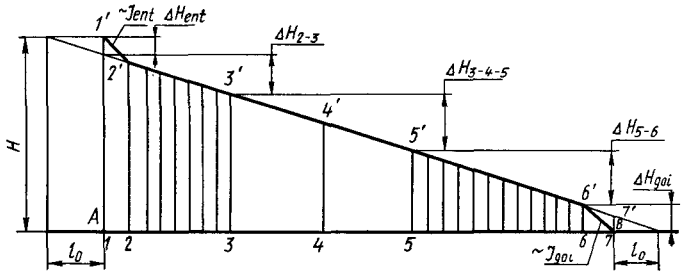


Рис. 11.5. Схема к расчету фильтрационного давления на подошву плотины по методу удлиненной контурной линии

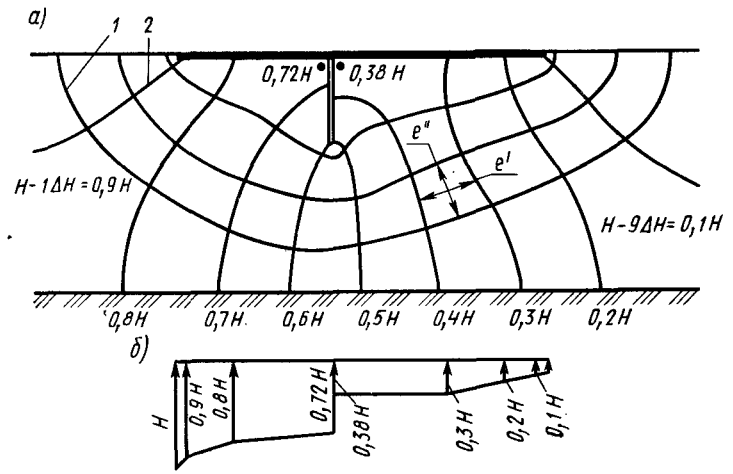


Рис. 11.6. Схема построения эпюры фильтрационного давления на подошву плотины с использованием гидродинамической сетки фильтрации:

а — гидродинамическая сетка фильтрации при одношпунтовом подземном контуре плотины; *б* — эпюра фильтрационного давления на подошву плотины; *1* — линия тока; *2* — линии равных напоров

веряют и, если нужно, уточняют. Проверку формы квадратов производят путем измерения их средних линий. Они должны быть равны ($e'=e''$). Пользуясь гидродинамической сеткой, можно определить все основные параметры фильтрационного потока в любой точке. Так, изменение фильтрационного напора по подземному контуру равно $h=H-\Delta H$. В результате можно построить эпю-

ру фильтрационного давления на подошву сооружения (рис. 11.6, *б*).

Средняя скорость течения (м/с) в любой точке потока равна

$$V_m = kI = kH/(n\Delta S); \qquad (11.12)$$

и тогда удельный расход q (м^3/с) будет равен

$$q = kHm/n, \qquad (11.13)$$

где $H/n = \Delta H$ — падение напора в каждом поясе, м; ΔS — сторона квадрата сетки, м; k — коэффициент фильтрации, м/с; n и m — соответственно число поясов равных напоров и число лент движения.

Проверка фильтрационной прочности грунта основания сводится, по существу, к определению возможности местного фильтрационного выпора грунта при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф и суффозии грунта основания.

В первом случае проверяют устойчивость части грунта на отрыв ее от основания, что в дальнейшем ведет к его разрушению и аварии плотины. Выпор грунта происходит под воздействием объемных фильтрационных сил восходящего потока. Препятствуют выпору вес грунта основания, сцепление между его частицами и вес дренажа, расположенного над грунтом основания (рисбермы) (см. рис. 11.1).

Условие устойчивости столба грунта площадью 1 м^2 может быть записано в виде

$$\rho_w g I_m S \leqslant \rho_f g (S - t_a) + \rho_a g t_a + c, \qquad (11.14)$$

где ρ_f, ρ_a и ρ_w — соответственно плотность грунта основания, пригрузки (на рис. 13.3 рисбермы) и воды, кг/м^3; g — ускорение свободного падения, м/с^2; I_m — средний градиент фильтрационного напора воды на выходном участке подземного контура; S — длина выходного участка (высота уступа на рис. 11.3), м; t_a — толщина рисбермы; c — силы сцепления частиц грунта, Па (для песка $c = 0$).

Для обеспечения запаса устойчивости при расчетах значение I_m увеличивают в 1,5 ... 2,5 раза.

Под суффозией грунта подразумевают процесс сноса мелких частиц грунта с его поверхности (поверхностная суффозия) или перемещение этих частиц внутри объема грунта (внутренняя суффозия). Суффозия характерна для несвязных грунтов, не обладающих сцеплением, — песчаных, песчано-гравелистых и др. Явление вымыва частиц в глинистых грунтах обычно не наблюдается. По исследованиям ряда авторов (В. В. Истоминой и др.) установлено, что суффозии повержены грунты с большим значением коэффициента неоднородности $\eta = d_{60}/d_{10} > 10 \ldots 20$.

Проверка основания на суффозию в местах выхода фильтрационного потока в нижнем бьефе заключается в сравнении его вы-

ходных скоростей V_{ve} (м/с) с неразмывающей скоростью V_{sv} (м/с) для данного грунта основания:

$$V_{sv}=kI_{chg}, \tag{11.15}$$

где k — коэффициент фильтрации, м/с; I_{chg} — градиент, при котором начинается вымыв частиц грунта.

Минимальные значения градиента $I_{\min}$ в зависимости от η, при которых развивается суффозия в восходящем потоке, приведены на рис. 11.7. Там же даны и допускаемые его значения; при двух- и трехкратном запасе они равны $I_{per}=0{,}15\ldots0{,}35$. Отсюда допускаемые скорости (м/с)

$$V_{per}=(0{,}15\ldots0{,}35)k. \tag{11.16}$$

Выходные же скорости (м/с) могут быть определены по гидродинамической сетке:

$$V_{ex}=kI_{per}. \tag{11.17}$$

Если грунт сверху защищен слоем фильтрующей пригрузки, то допускаемые для рассматриваемого грунта скорости потока и разрушающие грунт градиенты вертикального вверх потока повышаются не менее чем в 2...3 раза. Слой фильтрующей пригрузки в этом случае выполняют в виде обратного фильтра (см. гл. 10).

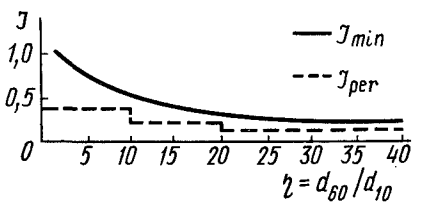


Рис. 11.7. График зависимости $I_{\min}$ от коэффициента разнозернистости грунтов для восходящего фильтрационного потока

В случае выявления опасности возникновения выпора грунта в нижнем бьефе или его суффозии в связи с большими выходными градиентами фильтрационного потока из-за недостаточной длины подземного контура флютбета производят его удлинение либо за счет устройства понура или увеличения его длины, если он есть, либо за счет погружения шпунтов под телом понура, плотины или водобоя (см. рис. 11.3).

Понуры по своей конструкции подразделяют на жесткие в виде покрытий из бетона и железобетона и на гибкие, которые выполняют из грунтов, асфальтовых, полимерных и других материалов, отвечающих требованиям деформативности, водонепроницаемости, прочности и стойкости к химической агрессии воды. При выборе типа понура учитывают водонепроницаемость грунтов основания. При глинистых грунтах основания предусматривают водонепроницаемый понур, при песчаных или супесях — грунтовый маловодопроницаемый с коэффициентом фильтрации $k<10^{-6}$ см/с. Для плотин IV класса понуры рекомендуется делать из местных материалов — суглинков, глин или торфа, разложившегося не менее чем на 50%. Коэффициент фильтрации понура в этом случае должен быть

в 50 раз и более меньше коэффициента фильтрации грунта основания [10].

В ряде случаев понур помимо своего основного назначения выполняет роль анкера по отношению к сооружению, перед которым его устраивают. Анкерный понур проектируют в виде смешанной конструкции из гибкого и жесткого участков.

При выполнении понуров из грунта последний укладывают в сухой котлован слоями по 10 ... 15 см с последующим уплотнением. Минимальная толщина понура равна 0,5 м. Расчетная же толщина (м) может быть определена по формуле

$$t = \Delta H / I_{per}, \qquad (11.18)$$

где ΔH — падение фильтрационного напора до расчетного сечения понура, м; I_{per} — допустимый градиент фильтрации через понур, принимаемый равным 3 ... 4 для глины и 2 ... 3 для суглинка.

Сопряжение понура с телом плотины должно обеспечивать отсутствие щелей в местах их соединения (рис. 11.8, *а*).

В случае необходимости создания вертикальных путей фильтрации, которые играют основную роль в гашении фильтрационного напора, производят в конце водобоя погружение шпунта королевого или понурного или их комбинацию. Шпунт в конце водобоя иногда заменяют небольшой глубины зубом. С целью уменьшения фильтрационного давления на плотину под водобоем (или телом плотины) укладывают дренаж с отводом профильтровавшейся воды через потерну в нижний бьеф (см. рис. 11.3). Минимальная глубина забивки шпунта 2,5...3 м. Шпунты выполняют из дерева, железобетона или металла. При низконапорных плотинах наиболее часто применяют деревянные брусчатые шпунты толщиной 18... 22 см с прямоугольным гребнем (рис. 11.8, *б*). При небольших глубинах забивки (2,5... 3,5 м) можно применять и дощатые шпунты толщиной 8...10 см с треугольным гребнем (рис. 11.8, *в*). Деревянные шпунты применяют в глинистых, суглинистых, песчаных, гравийных и галечных грунтах. При сравнительно прочных грунтах забивка деревянного шпунта возможна при снабжении его металлическими башмаками. Максимальная глубина забивки деревянного шпунта 5...6 м. Верх деревянного шпунта заделывают в пазуху тела плотины (водобоя) и заполняют ее гудроном. Это необходимо для предупреждения

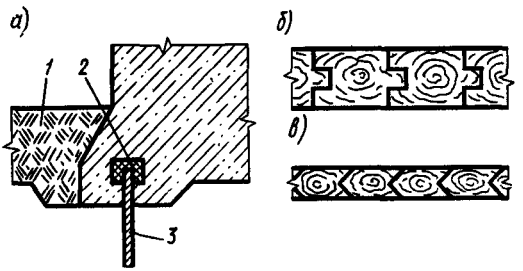


Рис. 11.8. Конструктивные элементы подземного контура плотины:

а — схема сопряжения понура и шпунта с телом плотины; *б*, *в* — сечения деревянных соответственно брусчатых и дощатых шпунтов; *1* — понур; *2* — гудрон; *3* — шпунт

повреждения шпунта при осадке плотины. Стальные шпунты применяют при больших глубинах их погружения — до 20 м и более.

Фильтрация воды в скальных породах под плотинами значительно отличается от фильтрации при тех же условиях в мягких грунтах. Объясняется это тем, что скальные породы обладают малой влагоемкостью и пористостью, в связи с чем движение воды в них происходит в основном по трещинам. Трещины могут быть заполнены мелкими продуктами разрушения породы и обладать малой водопроницаемостью, а могут быть и незаполненными. Закон движения воды по трещинам мало изучен, поэтому потери напора фильтрационным потоком под плотиной с плоской подошвой принимают по линейному закону. Равнодействующая фильтрационного давления на подошву сооружения H на 1 м его длины в этом случае может быть определена по формуле

$$W_{fil}=0{,}5\alpha_1\rho_w g H b, \qquad (11.19)$$

где α_1 — коэффициент уменьшения расчетной площади подошвы сооружения в соответствии с площадью трещин в скале под ней; ρ_w и g — то же, что и в формуле (11.14); b — ширина плотины понизу, м; H — расчетный напор на плотину, м.

По мнению М. М. Гришина, коэффициент α_1 может меняться в пределах 0,7... 0,95. СНиП 2.06.06—85 [10] для скальных оснований допускает принимать его значение равным 0,5.

В ряде случаев для понижения фильтрационного давления на подошву плотины под ними устраивают противофильтрационные завесы (рис. 11.9). В зависимости от материала, из которого их выполняют, завесы бывают цементационными, битумными и глинистоцементационными. Они, как и шпунты, эффективно гасят напор фильтрационного потока. Завесы доводят до водоупора, а при его отсутствии длину их принимают равной половине величины полного напора на плотину. Иногда при опасности

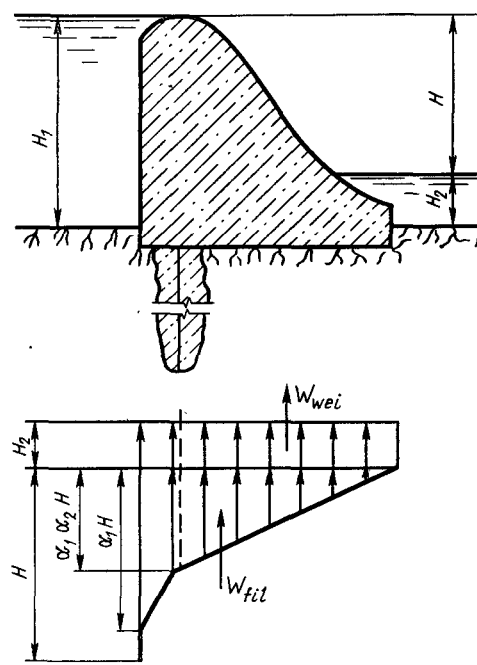


Рис. 11.9. Схема эпюр взвешивающего W_{wei} и фильтрационного W_{fil} давлений на подошву бетонной плотины, расположенной на скальном основании

химической суффозии основания за завесами устраивают дренаж, снимающий оставшийся не погашенным завесой напор.

За противофильтрационной завесой давление на подошву плотины уменьшается и составляет $\alpha_2 H$, где $\alpha_2 = 0{,}3 \ldots 0{,}6$ — коэффициент уменьшения напора, зависящий от относительной глубины завесы и соотношения водонепроницаемостей завесы и породы основания. Необходимо, чтобы ее проницаемость была минимум в 7 ... 10 раз меньше проницаемости скалы. В случае устройства за завесой дренажа значения α_2 уменьшаются до 0,1 ... 0,3.

При наличии завесы равнодействующая давления фильтрационного потока на подошву плотины W_{fil} на 1 м ее длины может быть определена по формуле

$$W_{fil} = 0{,}5\alpha_1\alpha_2\rho_w g H b. \tag{11.20}$$

Равнодействующая взвешивающего давления W_{wei} (Н/м) на плотину зависит от глубины воды в нижнем бьефе над основанием плотины H_2 и равна

$$W_{wei} = \rho_w g \alpha_1 b H_2. \tag{11.21}$$

Отсюда полное усилие на подошву плотины H будет

$$W = W_{fil} + W_{wei}. \tag{11.22}$$

11.3. РАСЧЕТ ВОДОСЛИВНОГО ОТВЕРСТИЯ ПЛОТИНЫ

Исходными данными для расчета отверстия водосливной плотины являются: максимальный расход Q_{max} (м³/с), заданной вероятности превышения в соответствии с классом сооружения и с учетом регулирующего влияния водохранилища, нормальный подпорный уровень воды в верхнем бьефе НПУ (*NPL*) и форсированный подпорный уровень ФПУ (*FPL*), если пропуск паводковых вод предполагается вести в чрезвычайных условиях эксплуатации. Указанные исходные данные определяют методами, изложенными в гл. 8.

Если в составе гидроузла кроме водосливной плотины имеются другие водопропускные сооружения — водоспуски, водозаборы, гидроэлектростанции и т. п., то пропуск паводковых расходов производят через все эти сооружения. В этом случае расчетным для водосливной плотины будет расход (м³/с), определяемый по формуле

$$Q_d = Q_{max} - Q, \tag{11.23}$$

где Q — расход, пропускаемый через все сооружения, исключая водосливную плотину, м³/с.

Зная расчетный расход, определяют предварительную ширину водосливного фронта $b = \Sigma b_s$ (см. рис. 11.2), как

$$b = Q_d/q, \tag{11.24}$$

где q — удельный расход, т. е. расход, приходящийся на 1 м длины водосливного фронта, м³/с.

Величину q устанавливают на основании данных практики по проектированию и эксплуатации аналогичных сооружений, стремясь к тому, чтобы скорости течения воды на рисберме не превышали 2 ... 3 м/с на мягких и 5 ... 6 м/с на скальных грунтах или соответственно чтобы удельные расходы воды были равны 20 ... 40 и 50 ... 60 м^3/с на 1 м длины водосливной плотины. Следует при этом иметь в виду, что уменьшение длины водосливного фронта ведет к снижению суммарной стоимости водосливной бетонной и земляной глухой плотины и одновременно к увеличению стоимости устройств нижнего бьефа, создаваемых для гашения потока. Поэтому окончательные решения по размерам водосливного фронта должны приниматься на основании технико-экономического сравнения вариантов этих сооружений. В случае расположения водосливной плотины на пойме, при сбросе воды в нижний бьеф не по всему водосливному фронту, а также при равномерном сбросе по всему фронту, но когда он составляет часть ширины реки, при назначении удельного расхода следует учитывать, что в результате сжатия транзитной струи происходит заметное увеличение удельных расходов. Методика учета этого сжатия, предложенная К. И. Россинским, изложена в [16]. Полученную ширину отверстия водосливной плотины разбивают на пролеты b_s, отделенные друг от друга быками шириной $b_p = 2 ... 3$ м. Если предполагается пропуск льда через плотину, то с целью его беспрепятственного прохода общая ширина отверстий водосливной плотины должна быть не менее 0,5 ... 0,6 ширины реки выше створа плотины, ширина отдельных пролетов при тяжелом ледоходе — не менее 15 м, а при очень тяжелом — не менее 20 м.

Пропускную способность (м^3/с) водосливов практического профиля и с широким порогом (рис. 11.10) при заданном напоре можно определить по формуле

$$Q = \sigma_N \sigma_c \sigma_{fw} m b \sqrt{2g} H_o^{3/2}, \qquad (11.25)$$

где σ_n, σ_c, σ_{fw} и m — коэффициенты соответственно полноты напора, сжатия потока, подтопления и расхода водослива; $H_o = H + \alpha v_o^2/(2g)$ — напор на гребне водослива с учетом скорости подхода воды к водосливу (см. рис. 11.3).

Коэффициент σ_n относится к водосливу практического профиля и при вертикальной напорной грани может быть определен по формуле Н. П. Розанова:

$$\sigma_N = 0{,}62 + 0{,}38 \sqrt[3]{H/H_d}, \qquad (11.26)$$

где H — напор на водосливе; H_d — расчетный напор, с учетом которого построен профиль водослива.

Коэффициент σ_c определяют по графику, приведенному на рис. 11.11 в зависимости от отношений P_{bow}/H и b_s/B, где P_{bow} — высота порога со стороны нижнего бьефа (см. рис. 11.3); b_s — расстояние

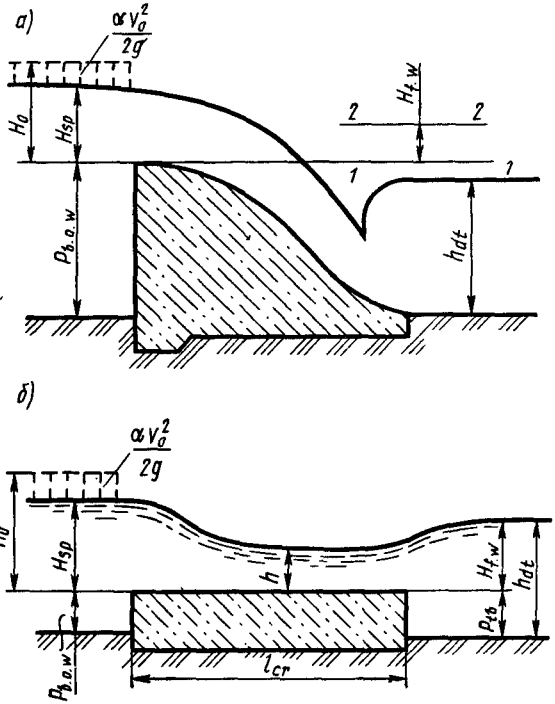


Рис. 11.10. Схема пропуска воды через водосливы:

а — практического профиля; *б* — с широким порогом. Линия *1-1* соответствует незатопленному, а *2-2* — затопленному водосливу

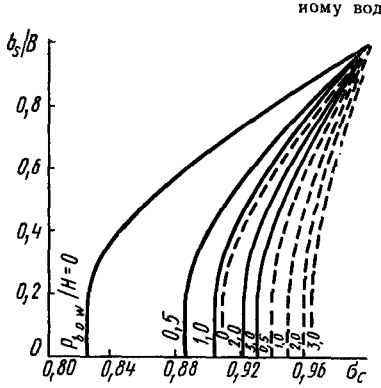


Рис. 11.11. График для определения σ_c:

——— — при прямоугольном водосливе с прямоугольными устоями; — — — — при прямоугольном и закругленном водосливе с закругленными устоями

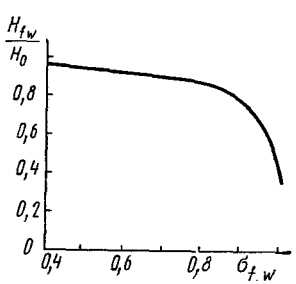


Рис. 11.12. График для определения коэффициента подтопления водослива практического профиля

между гранями быков или быка и устоя, $B=b_s+b_a+l_d$ для крайнего и $B=b_s+b_p$ для промежуточного отверстий; b_a — толщина устоя; b_p — толщина быка и l_d — длина сопрягающей дамбы от устоя до берега. При нескольких отверстиях $\sigma_{cm}=[\sigma_{c_1}(n-2)+2\sigma_{c_2}]/n$, где σ_{c_1} и σ_{c_2} — соответственно значения σ_c для промежуточных и крайних отверстий, n — число отверстий.

Значение коэффициента подтопления σ_{fw} для плотин практического профиля в зависимости от отношения H_{fw}/H_o приведены на рис. 11.12, а с широким порогом — в табл. 11.2. Для определения величины подтопления H_{fw} необходимо иметь данные о глубине в

Таблица 11.2. **Значения коэффициентов σ_{fw} для водосливов с широким порогом**

H_p/H_o	σ_{fw}	H_p/H_o	σ_{fw}	H_p/H_o	σ_{fw}	H_p/H_o	σ_{fw}
0,80	1,00	0,86	0,95	0,92	0,78	0,96	0,59
0,82	0,99	0,88	0,90	0,94	0,70	0,97	0,50
0,84	0,97	0,90	0,84	0,95	0,65	0,98	0,40

нижнем бьефе h_{dt} (см. рис. 11.10). Их можно получить по кривой $Q=f(h)$, которую строят на основании данных гидрометрических наблюдений на рассматриваемом участке реки.

Коэффициенты расхода m для неподтопленных водосливов практического профиля могут быть приняты равными $m=0{,}4\ldots0{,}49$ в зависимости от формы оголовка; для водосливов с широким порогом $m=0{,}4\ldots0{,}36$.

11.4. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ И ГАШЕНИЕ ЭНЕРГИИ ПОТОКА ЗА ВОДОСЛИВАМИ

При пропуске воды через водосливные сооружения при плотинах в нижнем бьефе непосредственно за этими сооружениями развиваются большие скорости потока, что может привести к размыву грунта основания в этих местах, а затем и к подмыву и разрушению самих сооружений. В связи с этим при проектировании водосливных плотин уделяется большое внимание определению характера сопряжения бьефов и разработке мер по защите сооружений от подмыва.

Гидравлические расчеты сопряжения потока с нижним бьефом подробно излагаются в специальных курсах гидравлики или в справочной литературе [16] и поэтому здесь не приводятся. При расчетах обычно добиваются, чтобы вторая сопряженная глубина h_{acc} была меньше глубины воды в нижнем бьефе h_{dt}. Если это не соблюдается, то прыжок в нижнем бьефе будет отогнан, что нежелательно, так как при этом на значительном протяжении дна ниже плоти-

ны будут иметь место большие скорости потока, вследствие чего потребуется устройство крепления дна реки на этом участке, что обычно невыгодно.

Для исключения отгона прыжка в нижнем бьефе устраивают конструкции гасителей избыточной энергии потока — водобойные колодцы, водобойные стенки, шашки, пирсы и др. Наиболее распространенными являются водобойные колодцы (рис. 11.13) и водобойные стенки (рис. 11.14). Размеры этих сооружений определяют расчетом. Иногда их используют в комбинации с другими типами гасителей, что позволяет уменьшить глубину колодца или высоту водобойной стенки. Наиболее часто применяют шашки или пирсы (рис. 11.15, *а*, *б*). Высота шашек меньше их ширины (или длины), у пирсов, наоборот, больше. Устанавливают их в 1 ... 3 ряда в шахматном порядке на водобое, в колодцах, а иногда и на рисберме. Обычно первый ряд гасителей располагают на расстоянии $3h$ от сжатого сечения, где h — глубина потока в конце прыжка. Тип, форма и размеры гасителей подбирают на основании исследований в лаборатории или устанавливают по аналогии с существующими сооружениями.

Ряд из шашек или пирсов образует прорезную стенку. Стенку, прорезанную не на всю глубину, называют зубчатой (рис. 11.15, *в*).

Гашение энергии при комбинации из стенок и других гасителей более эффективно, чем каждого из них в отдельности. Так, эффективное гашение обеспечивает водобойный колодец с клиновидными прорезями (рис. 11.15, *г*).

Гашение энергии шашками, пирсами и подобными им устройствами происходит в результате расщепления ими потока на отдельные струи, которые за гасителями взаимно пересекаются, вследствие чего возникают сбои и вихри, способствующие гашению энергии потока.

При установке шашек или пирсов на водобое в первом приближении их высоту принимают равной $h = (0{,}75 \ldots 1{,}1)h_{сот}$, ширину $b = (0{,}5 \ldots 1{,}0)h_{сот}$, а расстояния между шашками и их рядами — равными b. Более точно, как было отмечено выше, эти размеры устанавливают на основании специальных исследований. Наличие гасителей на водобое позволяет уменьшить требуемую для затопления прыжка глубину на 10 ... 30%.

Водобой и рисберма. На водобое гасится значительная часть энергии потока, в связи с чем он подвергается большим нагрузкам. Поэтому его выполняют, как правило, в виде массивной бетонной плиты, защищаемой от истирания наносами, плавающими телами, слоем особо прочного бетона, сталебетона или пластобетона. В швы между телом плотины и водобоем устанавливают гидроизоляционные шпонки, предохраняющие от выноса частиц грунта основания. Для снятия фильтрационного давления на плиты водобоя под ними часто устраивают дренаж с обратным фильтром. Профильтровавшуюся воду через колодцы отводят в нижний бьеф (см. рис. 11.3).

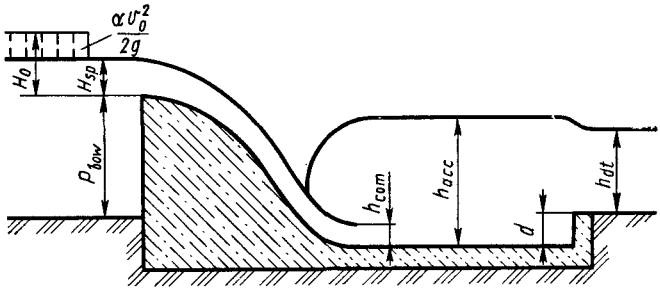


Рис. 11.13. Сопряжение потока, переливающегося через водосливную плотину, с нижним бьефом при водобойном колодце

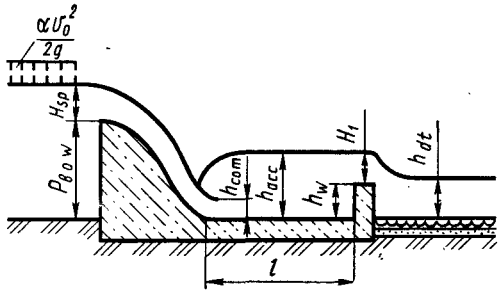


Рис. 11.14. Схема сопряжении потока с нижним бьефом при водобойной стенке

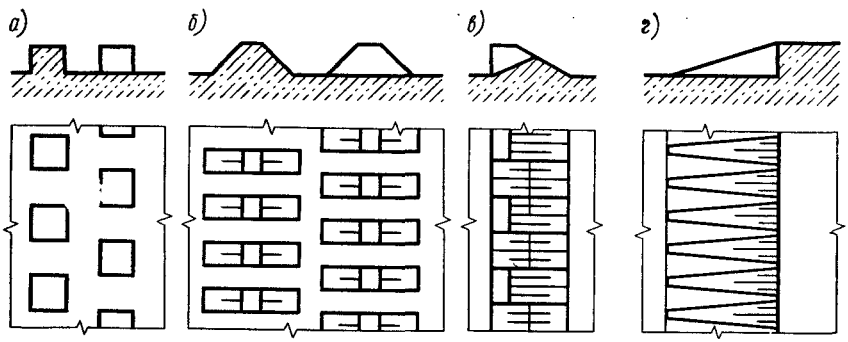


Рис. 11.15. Типы гасителей:

а — шашки; *б* — пирсы; *в* — зубчатая стенка; *г* — концевая часть водобойного колодца с клиновидными прорезями

Толщину водобойной плиты (м) при предварительных расчетах можно определять по эмпирической формуле В. Д. Домбровского:

$$t = 0{,}15 v_{com} \sqrt{t_{com}}, \qquad (11.27)$$

где v_{com} и t_{com} — соответственно скорость течения и толщина струи в сжатом сечении.

Рисбермы выполняют горизонтальными или наклонными. Длину их определяют по опытным данным. Ориентировочно она может быть принята равной

$$l_a = (4...10) H - l'_a, \qquad (11.28)$$

где H — напор на плотине; l'_a — длина водобоя.

Чем мельче фракции донных грунтов, тем длиннее должна быть рисберма. Затухание скоростей на рисберме зависит от степени растекания потока и ее шероховатости. В низконапорных плотинах шероховатость рисбермы достигается выполнением ее в виде наброски камня в свайных клетках (при скоростях течения воды 3,5 ... 4,0 м/с), ряжей, заполненных камнем, и тяжелых фашин.

При средне- и высоконапорных плотинах в качестве крепления рисбермы используют бетонные и железобетонные плиты. У водобоя располагают более мощное крепление, а по мере удаления от него — более легкое. Все типы крепления рисбермы должны быть гибкими, водопроницаемыми и укладываться на обратном фильтре. Заканчивают рисберму конструкцией, исключающей ее подмыв, или укладывают фашинный тюфяк, опуская его на глубину большую, чем возможный размыв дна за рисбермой, или при необходимости получить рисберму минимальных размеров в конце ее устанавливают ряж на глубину возможного размыва за ним. Вместо ряжа иногда забивают дырчатый шпунт. Часто в конце рисбермы устраивают ковш глубиной, равной предполагаемой глубине размыва дна за рисбермой (см. рис. 11.3), и верховым откосом с заложением $m = 5$. При засыпке в ковш камня или гравия глубина ковша может быть уменьшена, так как размыв дна в этом случае будет меньше в связи с большими допускаемыми неразмывающими скоростями для этих материалов. Слой камня или гравия составляет обычно 1,0 ... 3,0 м, но не менее $3d_{st}$, где d_{st} — приведенный диаметр камня.

Глубина размыва за рисбермой d_{was} (м) может быть определена по формуле

$$d_{was} = \left(\frac{\alpha}{1{,}1}\right)^{0,4} \sqrt[1,25]{\frac{q}{1{,}15 g^{0,5} d_m^{0,25}}}, \qquad (11.29)$$

где α — коэффициент кинетической энергии, для равномерного потока равный 1,1; q — удельный расход на 1 м длины рисбермы, м³/с; d_m — средний диаметр частиц грунта, м.

11.5. ТЕЛО ВОДОСЛИВНОЙ ПЛОТИНЫ

Водосливные плотины могут быть неразрезной или разрезной конструкции с устройством соответственно температурно-осадочных швов посередине быков плотины (рис. 11.16, *а, в*) или между водосливами и быками или устоями (рис. 11.16, *б*). Первый из этих типов плотин применяют на слабых глинистых и песчаных грунтах, когда при значительных и неравномерных осадках быков, устоев и водосливов можно ожидать заклинивания затворов, и второй тип — на грунтах более плотных, когда влияние осадки сказывается меньше, а также на скальных грунтах. В зависимости от неоднородности грунтов основания и наличия под отдельными секциями плотин линз со слабыми грунтами разрезку по быкам иногда делают через два или три пролета с расстоянием между швами 40 ... 50 м и более. В этом случае для исключения значительных температурных напряжений в теле плотины (у быков) устраивают швы-надрезы

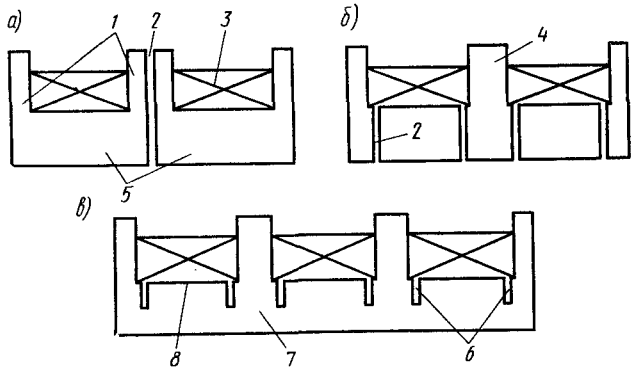


Рис. 11.16. Схемы разрезки плотин:

а, в — неразрезные конструкции; *б* — разрезная конструкция; *1* — полубыки; *2* — температурно-осадочный шов; *3* — затвор; *4* — бык; *5* — водослив; *6* — температурный шов; *7* — фундаментная плита; *8* — порог водослива

(рис. 11.16, *в*), которые доводят лишь до фундаментных плит. Ширину температурно-осадочных швов принимают выше фундаментной плиты — не менее 4 ... 5 см, а в пределах фундаментной плиты — 1 ... 2 см.

В каждом поперечном шве устраивают внутреннее и внешнее контурное уплотнение, а также дренаж. Основное уплотняющее устройство, выполняемое в виде металлических, резиновых или пластмассовых диафрагм, асфальтовых шпонок и т. п., обеспечивает водонепроницаемость шва. Устанавливают его обычно на расстоянии 1,5 ... 2,0 м от напорной грани (рис. 11.17, *а, б*).

Контурное наружное уплотнение предназначено для защиты швов от воздействия льда, волн и загрязнения, а также в целях снижения их водопроницаемости. Оно представляет собой бетонные,

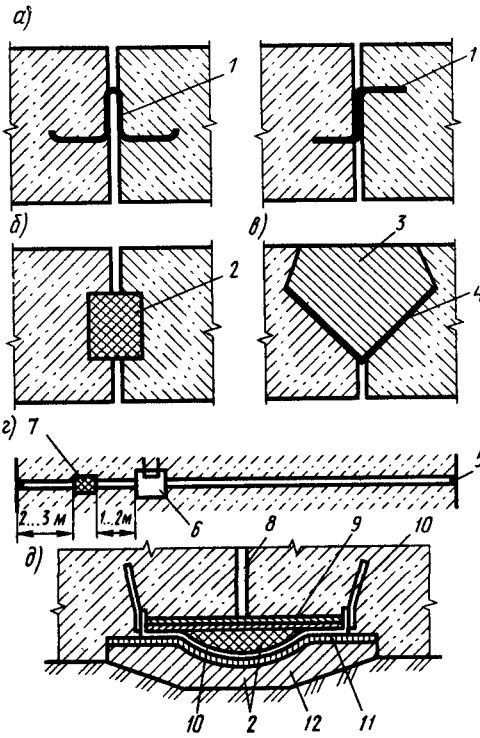


Рис. 11.17. Типы уплотнений конструктивных швов гравитационных плотин:

а, б — внутреннее уплотнение швов; *в* — контурное уплотнение швов; *г* — схема оформления конструктивного шва; *д* — горизонтальное уплотнение шва у подошвы плотины; *1* — металлический лист; *2* — асфальтовая мастика; *3* — железобетонный брус; *4* — асфальтовая гидроизоляционная прокладка; *5* — контурное наружное уплотнение; *6* — смотровая шахта; *7* — внутреннее уплотнение; *8* — скважины подпитки; *9* — арматура-анкеры; *10* — стальной лист толщиной 4 мм; *11* — битумные маты; *12* — железобетонный блок

железобетонные, стальные брусья, плиты-пробки, укладываемые на подготовку из асфальтовых мастик (рис. 11,17, *в*). При расположении плотин на нескальных грунтах в швах кроме вертикального производят еще и горизонтальное их уплотнение у основания плотин или несколько выше. Одна из конструкций такого уплотнения приведена на рис. 11,17, *д*.

Дрены (см. рис. 11.3) бывают круглыми (диаметром 15...20 см) или квадратными (20×20 см). Иногда в качестве дрен используют смотровые шахты, имеющие размер 80×80 см и более.

Расчеты плотин ведут по методу предельных состояний; по первой группе (по непригодности к эксплуатации) рассчитывают сооружения на общую прочность и устойчивость, а также на местную прочность их элементов; по второй группе (по непригодности к нормальной эксплуатации) рассчитывают основания на местную и фильтрационную прочность, а сооружения — по образованию трещин и деформациям, а также расчеты по раскрытию строительных швов в бетонных и трещин в железобетонных конструкциях.

При расчетах общей прочности и устойчивости плотин, а также местной прочности отдельных их элементов должно соблюдаться одно из следующих условий:

$$\gamma_n \gamma_{lc} F \leqslant \gamma_{cd} R; \qquad (11.30)$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_d \leqslant \gamma_{cd} \Phi(R_s, R_c), \qquad (11.31)$$

где γ_n, γ_{lc} и γ_{cd} — коэффициенты соответственно надежности, сочетаний нагрузок и условий работы, определяемые по данным, приведенным в СНиП II-50—74 и 2.06.06—85; F, R — соответствен-

но расчетные значения обобщенного силового воздействия и обобщенной несущей способности сооружения; σ_d — расчетное значение напряжения; Φ — функция, вид которой определяется в зависимости от характера напряженно-деформированного состояния плотины по СНиП II-50—74; R_s и R_c — соответственно расчетные сопротивления арматуры и бетона, определяемые в соответствии со СНиП II-56—77.

Из приведенных зависимостей следует, что в любых случаях в работе плотин не допускается наступления предельных состояний, что оценивается путем сопоставления усилий, напряжений с их предельными значениями, установленными в соответствующих нормативных документах.

По СНиП 2.06.06—85 расчеты плотин III и IV классов, к которым относятся рассматриваемые низконапорные водосливные плотины, выполняют упрощенными методами. В неразрезной конструкции расчеты производят для всего массива (секции плотины), отделенного температурно-осадочными швами от остальной части плотины; в разрезной конструкции водослив, быки и устои рассматривают раздельно.

Расчеты плотин, их оснований и отдельных элементов на прочность и устойчивость производят для наиболее вероятных расчетных случаев в строительный и эксплуатационный периоды на действие расчетных нагрузок. Последние устанавливают в соответствии с действующими нормативными документами [13]. Так, проверку условий работы плотины в эксплуатационный период производят для двух случаев: нормального эксплуатационного — при нормальном подпорном уровне в верхнем бьефе и минимальном расчетном уровне в нижнем бьефе, паводкового эксплуатационного — при пропуске через сооружение максимального расчетного расхода воды. В первом случае имеет место наибольшее значение действующей на плотину сдвигающей силы, а во втором — максимальное снижение веса плотины в результате наибольшего по значению взвешивающего давления [16]. При расчете нормальных напряжений в горизонтальных сечениях плотины на скальных грунтах на профиле плотины намечают ряд равномерно расположенных по ее высоте, но приуроченных к характерным местам сечений, где нормальные напряжения (кПа) определяют по формуле внецентренного сжатия:

$$\sigma_y = \frac{\Sigma V}{b} \pm \frac{6\Sigma M}{b^2}, \qquad (11.32)$$

где ΣV — суммарная вертикальная сила на 1 м длины плотины, действующая выше рассматриваемого сечения, кН; b — ширина плотины в рассматриваемом сечении, м; ΣM — суммарный момент на 1 м длины плотины, определенный относительно центра тяжести сечения, кН·м.

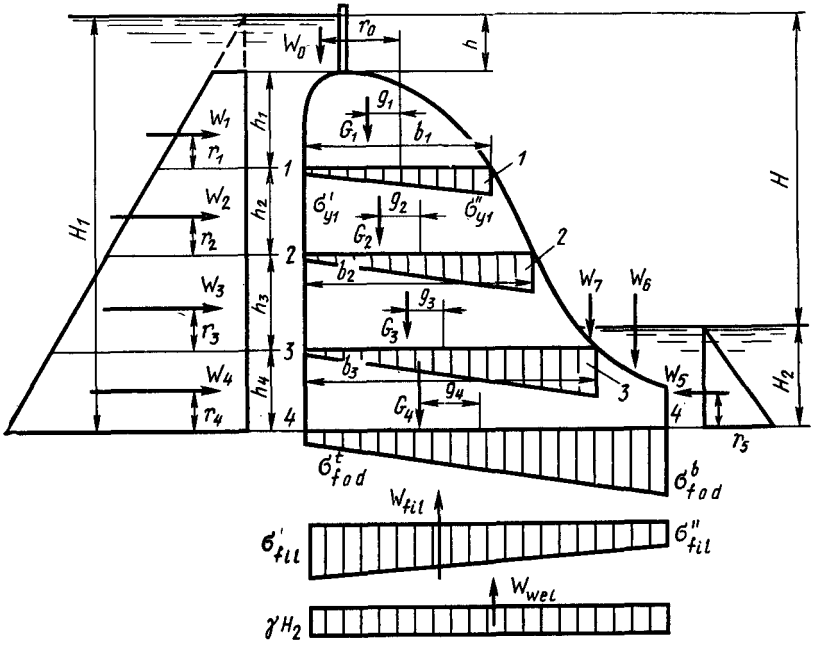


Рис. 11.18. Схема к расчету нормальных напряжений в сечениях плотины на скальном основании

Так, для сечения *1—1* (рис. 11.18) суммарная вертикальная сила будет равна $\Sigma V = W_0 + G_1$, а суммарный момент

$$\sum M = W_1 r_1 + W_0 r_0 + G_1 g_i. \qquad (11.33)$$

Отсюда напряжения (кПа) будут равны:

на напорной грани

$$\sigma_y^t = \frac{W_0 + G_1}{b_1} - \frac{6\,(W r_1 - W_0 r_0 - G_1 g_1)}{b_1^2}, \qquad (11.34)$$

на низовой грани

$$\sigma_y^b = \frac{W_0 + G_1}{b_1} + \frac{6\,(W_1 r_1 - W_0 r_0 - G_1 q_1)}{b_1^2}, \qquad (11.35)$$

где G_1, W_0 и W_1 — вертикальные и горизонтальные (рис. 11.18) силы, действующие в сечении; r_0, r_1 и g_1 — плечи этих сил относительно центра тяжести сечения, м. Аналогично вычисляют напряжения в остальных сечениях.

Скалывающие (касательные) напряжения на гранях плотины τ (Па) определяют по формулам:

на напорной грани

$$\tau' = (\rho g y - \sigma_y^{r})\operatorname{ctg}\alpha_1, \qquad (11.36)$$

на низовой грани

$$\tau''=\sigma_y'' \operatorname{ctg}\alpha_2, \tag{11.37}$$

где α_1 и α_2 — углы наклона граней плотины к горизонтали.

Главные нормальные напряжения вычисляют по формулам:

на напорной грани

$$n_1'=\frac{\sigma_y'-\rho g y\cos^2\alpha_1}{\sin^2\alpha_1}; \quad n_2'=\gamma y, \tag{11.38}$$

на низовой грани

$$n_1''=\frac{\sigma_y''}{\sin^2\alpha_2}; \quad n_2''=0, \tag{11.39}$$

где n_2' и n_2'' — главные напряжения, действующие нормально к площадкам, перпендикулярным соответственно напорной и низовой граням; n_1' и n_1'' — то же, действующие нормально соответственно напорной и низовой граням.

Главные скалывающие напряжения равны полуразности главных нормальных напряжений

$$\tau=(n_1-n_2)/2. \tag{11.40}$$

Площадки их действия наклонены к площадкам главных нормальных напряжений под углом 45°.

По формуле (11.32) могут быть определены и контактные напряжения по подошве плотины (σ^t_{fod} и σ^b_{fod} на рис. 11.18), при этом учитывают фильтрационное и взвешивающее давление воды на подошву плотины.

При определении напряжений в сечениях плотины, расположенных ниже уровня воды в нижнем бьефе, необходимо учитывать и силы, действующие со стороны нижнего бьефа (W_5, W_6 и т. д.).

После определения напряжений в теле плотины проверяют ее прочность по первому предельному состоянию (11.31). Максимальные нормальные напряжения обычно имеют место в эксплуатационном случае на низовой грани у подошвы плотины n_1'' [σ_d в формуле (11.31)]. В качестве предельных напряжений при расчете плотины в условиях плоской задачи принимают расчетное сопротивление бетона осевому сжатию R_{np}.

При проектировании профиля плотины не допускается растягивающих напряжений на напорной грани, т. е. точка приложения равнодействующей всех сил должна располагаться в средней трети (ядре) сечения плотины. Отсутствие растягивающих нормальных напряжений на напорной грани плотины σ_y' не гарантирует от появления растягивающих главных напряжений n', которые по абсолютному значению могут быть больше σ_y', поэтому для плотин с $\alpha_1=90°$ необходимо, чтобы на напорной грани были сжимающие напряжения, равные четверти гидростатического давления на глубине d_i: $\sigma'_y=0{,}25\rho g d_i$.

Усилие от давления льда на плотину прикладывается на уровне сработки верхнего бьефа плотины к концу зимнего периода и определяется согласно СНиП 2.06.04—82 [13].

Бетонные плотины на нескальных основаниях, как было отмечено выше, возводят из отдельных секций, состоящих в общем случае из фундаментных плит, водосливов, быков и полубыков (см. рис. 11.16). В расчетном отношении такие секции плотин представляют пространственные системы, точный расчет которых затруднителен. Поэтому, согласно СНиП 2.06.06—85, расчет этих секций плотин, относящихся к III и IV классам, допускается производить раздельно в поперечном (вдоль потока) и продольном (поперек потока) направлениях. Расчет общей прочности плотины в поперечном направлении производят как расчет ребристой конструкции, ребрами жесткости в которой являются быки или полубыки. При большой высоте их в расчет вводят не действительную, а расчетную высоту быков (полубыков), ограниченную наклонными плоскостями, проходящими под углом 45° к горизонтали через крайние точки сопряжений быков с фундаментной плитой (рис. 11.19). Аналогично ограничивают и высоту расчетного сечения водослива.

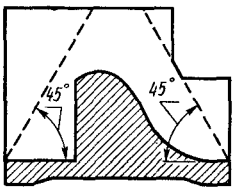


Рис. 11.19. Схема к определению расчетной высоты быков при расчете общей прочности плотины

Расчет на общую прочность секций плотины в продольном направлении производят как расчет балки на упругом основании. Указания по этим расчетам изложены в специальной литературе [2, 16] и здесь не приводятся.

При определении нормальных контактных напряжений в угловых точках фундаментной плиты плотин (кПа) в общем случае используют формулу внецентренного сжатия в виде

$$\sigma_{\substack{\max\\ \min}} = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \qquad (11.41)$$

где ΣV — сумма нормальных сил, действующих в основании секции, кН; A — площадь подошвы секции плотины, м²; M_x и M_y — изгибающие моменты соответственно относительно продольной (перпендикулярно потоку) оси x и поперечной (параллельно потоку) оси y плотины, кН·м; W_x и W_y — моменты сопротивления подошвы плотины соответственно относительно осей x и y, м³.

При симметричных относительно оси y сечениях плотины и нагрузках на нее отношение M_y/W_y не учитывают.

С целью уменьшения опасности выпирания грунта, а также неравномерности осадки сооружения отношение максимального напряжения по подошве сооружения к минимальному ($\sigma_{max}/\sigma_{min}$) для глинистых грунтов не должно превышать 1,5 ... 2,0, а для песча-

ных — 3,0. Для выравнивания давления на глинистый грунт следует проектировать распластанные профили плотин.

Расчет устойчивости плотин на сдвиг. Потеря устойчивости сооружения на сдвиг, согласно СНиП II-16—76, может происходить по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов (рис. 11.20). В первом случае сдвиг происходит по плоскости подошвы сооружения без захвата грунта основания. По второй схеме сопротивление основания складывается из сопротивления плоскому сдвигу на части подошвы и сопротивления сдвигу с захватом грунта на остальной ее части. В последнем случае сооружение теряет устойчивость вследствие выпора грунта (глубинный сдвиг). Указанные схемы сдвига могут быть как при поступательной форме сдвига, так и с поворотом плотины в плане, что учитывается в том случае, если расчетная сдвигающая нагрузка N_d приложена с эксцентриситетом относительно центра тяжести сооружения $e_N \geqslant 0{,}05\sqrt{lb}$; где l и b — размеры сторон прямоугольной подошвы плотины.

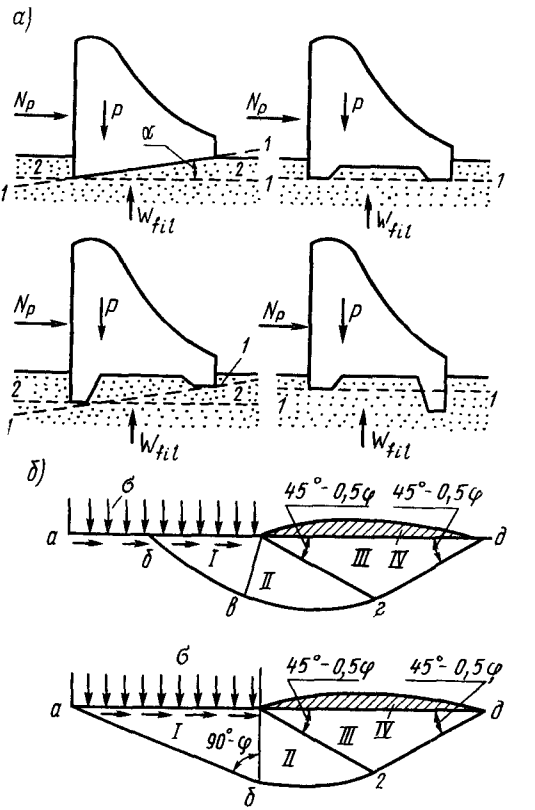


Рис. 11.20. Схемы к расчету устойчивости плотины:

а — на плоский сдвиг; *б* — по схеме смешанного сдвига; *1-1* и *2-2* — расчетные поверхности при плоском сдвиге с разным очертанием подземного контура плотины; *I* — зона активного напряженного состояния; *II* — зона радиальных сдвигов; *III* — зона пассивного напряженного состояния; *IV* — область выпора

Расчет устойчивости плотины только по схеме плоского сдвига производят при расположении ее на основании, сложенном песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами, и при выполнении условия

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{max}}{b\rho_1 g} \leqslant B \qquad (11.42)$$

и при глинистых грунтах любой консистенции и соблюдении еще двух условий:

$$\operatorname{tg}\psi_1 = \operatorname{tg}\varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_{mt}} \geqslant 0{,}45; \qquad (11.43)$$

$$c_v = \frac{k_f (1-e) t_0}{\alpha \rho_w g h_0^2} \geqslant 4, \qquad (11.44)$$

где σ_{max} — максимальное нормальное напряжение в угловой точке подошвы сооружения; b — размер подошвы сооружения в направлении, параллельном сдвигающей силе; ρ_I, φ_I и c_I — соответственно расчетные значения плотности, угла внутреннего трения и сцепления грунтов основания; B — безразмерный критерий, принимаемый равным 3 для всех грунтов оснований, кроме плотных песков, для которых $B=1$; σ_{mt} — среднее нормальное напряжение по подошве сооружения; C_v — коэффициент степени консолидации; k_f и e — соответственно коэффициенты фильтрации и пористости грунта; t_0 — длительность возведения сооружения; α — коэффициент уплотнения; ρ_w — плотность воды; h_0 — условная толщина консолидируемого слоя, для однородных оснований равная примерно b; $\operatorname{tg}\psi$ — расчетное значение коэффициента сдвига.

Проверку устойчивости основания по схеме смешанного сдвига производят для сооружений на однородных основаниях во всех случаях, когда не соблюдается условие (11.42). Глубинный сдвиг возможен, если сооружение расположено на однородном или неоднородном основании и несет только вертикальную нагрузку, а также если оно расположено на однородном основании, несет горизонтальную и вертикальную нагрузку и условие (11.42) не соблюдается.

П. Ф. Евдокимов показывает, что при наличии плоской горизонтальной подошвы и однородного нескального грунта сдвиг сооружения всегда происходит по горизонтальной поверхности основания. Для низконапорных плотин расчет устойчивости на плоский сдвиг гарантирует нормальную работу. Поэтому ниже приводится лишь метод проверки устойчивости плотины по схеме плоского сдвига.

Расчеты устойчивости плотин по схемам смешанного и глубинного сдвигов (метод ВНИИГ и метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения*) приводятся в специальной литературе [16].

При расчете устойчивости плотины по несущей способности основания в соответствии с условием (11.42) при поступательной форме плоского сдвига на нескальных грунтах коэффициент надежности γ_n определяют по формуле

$$\gamma_n = \frac{R_d}{\gamma_{lc} N_d} = \frac{(\Sigma P_d - \Sigma W) \operatorname{tg} \alpha + m_1 F_p + cAm}{(\Sigma T_{hs} + E_a - \Sigma T_{hl}) \gamma_{lc}}, \qquad (11.45)$$

где R_d и N_d — расчетные значения соответственно предельного сопротивления при плоском сдвиге и сдвигающей силы; ΣP_d — сумма вертикальных расчетных нагрузок, действующих сверху вниз; ΣW — равнодействующая фильтрационного W_{fil} и взвешивающего

* Основные положения расчета по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения применительно к откосам земляных плотин приведены в гл. 10. Аналогично производится и проверка устойчивости водосливных плотин.

W_{wei} давлений, действующих по нормали к расчетной поверхности скольжения; E_p и E_a — горизонтальные составляющие соответственно пассивного давления грунта на низовую грань сооружения и активного давления на его верховую грань; φ и c — соответственно угол внутреннего трения грунта и удельное сцепление по поверхности скольжения; A — горизонтальная проекция площади подошвы сооружения, в пределах которой учитывается сцепление; m и m_1 — коэффициенты условий работы, учитывающие соответственно характер сцепления по поверхности скольжения и изменение пассивного давления грунта на низовую грань сооружения при его горизонтальном перемещении, которые определяют опытным путем или, когда такие данные отсутствуют, принимают равным 0,7; ΣT_{hs} и ΣT_{hi} — суммы горизонтальных составляющих внешних сил, действующих на верховую и низовую грани сооружения, за исключением активного давления грунта; γ_{lc} — коэффициент сочетания нагрузок.

Получаемая по расчету величина γ_n не должна быть менее установленных для соответствующих классов сооружений ее значений.

Применительно к плотине неразрезной конструкции, показанной на рис. 11.21, $\Sigma P_d = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_p + W_1 + W_2$; $\Sigma W = W'_{fil} + W''_{fil} + W'_{wei} + W''_{wei}$; $\Sigma T_{hs} = V_1 + W_i$; $\Sigma T_{hi} = V_2$. Если вес тела вычислять с учетом взвешивания, то W'_{wei} и W''_{wei} в расчет не вводят. При неразрезной конструкции плотины все силы вычисляют для всей секции длиной L в целом. Так, в полный вес плотины

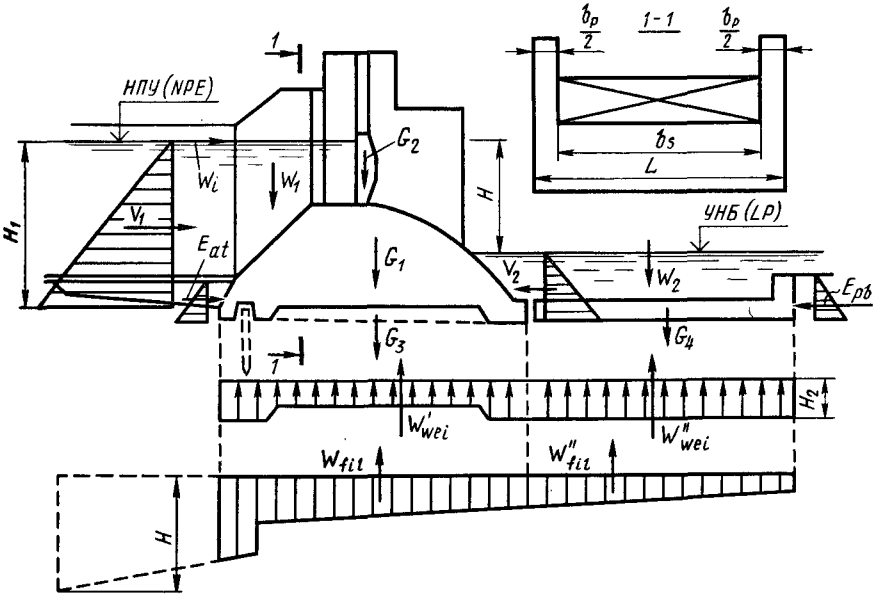


Рис. 11.21. Схема к расчету устойчивости плотины на нескальном основании на плоский сдвиг

ΣP_d входят вес водосливной ее части G_1, вес двух полубыков G_p; G_2 — вес затвора длиной l; G_3 — вес грунта, расположенного между зубьями водобоя (с учетом взвешивания, если эпюру W'_{wei} в расчет не вводят); G_4 — вес плиты водобоя; W_1 и W_2 — соответственно пригрузки водослива и водобоя водой; $V_1 = 0{,}5\, g\rho_w H_1^2 L$ — давление воды на секцию плотины со стороны верхнего бьефа; $V_2 = 0{,}5 g\rho_w H_2^2 L$ — то же, со стороны нижнего бьефа; W_i — давление льда на быки плотин *.

При проверке устойчивости плотины на плоский сдвиг активным и пассивным давлением грунта на грани водослива и водобоя, а также боковым фильтрационным давлением в ряде случаев пренебрегают, считая, что они примерно уравновешиваются. Не учитывают боковое фильтрационное давление на шпунты, так как они не должны участвовать в обеспечении устойчивости плотины на сдвиг. Для этого их заделывают в ниши, заливаемые битумом (см. рис. 11.8). При наличии шва между водосливом и водобоем влияние последнего на устойчивость плотины, как правило, во внимание не принимают, так как плита водобоя должна находиться в состоянии, достаточно близком к предельному равновесию, под воздействием нагрузок, приложенных непосредственно к ней.

При проверке устойчивости плотин на плоский сдвиг при скальных и полускальных грунтах основаниях может быть использована формула (11.45). При этом следует иметь в виду, что коэффициент трения грунта по подошве плотины f, принимаемый для мягких грунтов равным $\operatorname{tg}\varphi$, для скальных пород в зависимости от их качества будет равен 0,6 ... 0,8.

При наклоне плоскости сдвига под углом α в сторону верхнего бьефа (см. рис. 11.20) формула (11.45) принимает вид

$$\gamma_n = \frac{[\Sigma P_d \cos\alpha + (N_p - E_p)\sin\alpha - \Sigma W_{fli}]\operatorname{tg}\varphi + m_1 E_p \cos\alpha + \dfrac{F_c}{\cos\alpha}}{(N_p \cos\alpha - \Sigma P_d \sin\alpha)\gamma_{lc}}, \tag{11.46}$$

где $N_p = \Sigma T_{hs} + E_p - \Sigma T_{hi}$.

Наклон подошвы плотины в сторону верхнего бьефа повышает устойчивость плотины на сдвиг, что приводит к экономии расхода бетона плотины, а при скальных основаниях — и к уменьшению объема скальных работ.

11.6. УСТОИ И БЫКИ

Устои плотины подразделяют на сопрягающие и раздельные. Первые из них предназначены для сопряжения водосливной плотины с грунтовой плотиной или с берегом, вторые отделяют водосливную плотину от глухой бетонной плотины или от здания ГЭС. Сопрягающие устои состоят из верховой и низовой сопрягающих стенок и продольной стенки (рис. 11.22). Все три стены отделены

* Давление льда на затворы не учитывают. В период ледостава необходимо производить околку льда или обогрев затворов.

друг от друга конструктивными швами с уплотняющими шпонками. В ряде случаев в состав сопрягающих устоев входят противофильтрационные диафрагмы или стенки.

Гребень верховой стенки (открылка) устоя обычно располагают выше отметки НПУ. Иногда эту стенку выполняют ныряющей (рис. 11.23), что дает экономию бетона, но ухудшает фильтрационные и гидравлические условия работы плотин. Гребень низовой стенки следует очертанию откоса плотины или планировки берега.

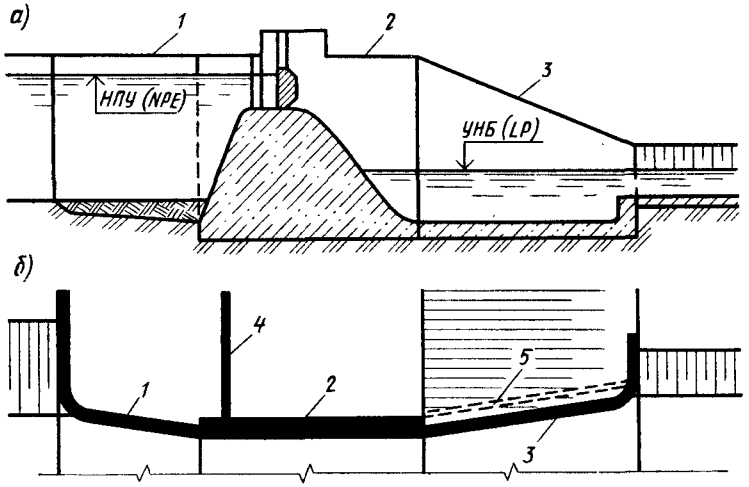


Рис. 11.22. Схема сопрягающего устоя:
а — профиль; *б* — план; *1* — верховая сопрягающая стенка; *2* — продольная стенка; *3* — низовая сопрягающая стенка; *4* — диафрагма; *5* — дренаж

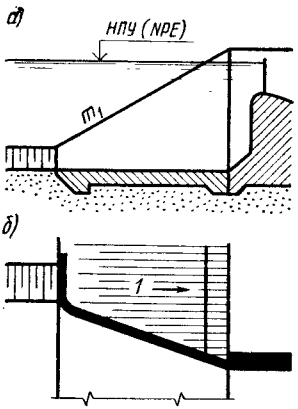


Рис. 11.23. Схема ныряющей верховой сопрягающей стенки:
а — профиль; *б* — план; *1* — урез воды

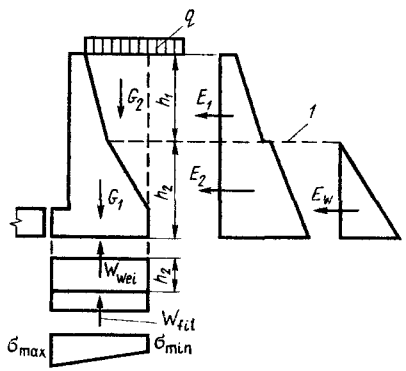


Рис. 11.24. Схема к расчету устойчивости устоя:
1 — уровень грунтовых вод

Для обеспечения надежного контакта тыловых граней стенок с грунтовой плотиной или берегом эти грани выполняют гладкими с уклоном 10 : 1 или положе.

Все три стенки устоя являются подпорными. Из них рассчитывают лишь продольную стенку, как наиболее нагруженную. Продольные стенки в неразрезной конструкции рассматривают как часть водосливной плотины и рассчитывают ее совместно с последней. В разрезных конструкциях устои рассматривают как самостоятельные элементы. Расчеты их ведут, как и водосливных плотин, на прочность [формула (11.32)] и на устойчивость на сдвиг [формула (11.45)]. При расчете стенки на сдвиг расчетная сдвигающая сила N_d включает в себя силы E_1, E_2 и E_w (рис. 11.24), где E_1 и E_2 — значения бокового давления соответственно сухого и взвешенного в воде грунта, определяемые с учетом эксплуатационной нагрузки q на его поверхности; E_w — усилие от горизонтального давления грунтовой воды.

К силам, определяющим сопротивление устоя сдвигу, относятся расчетные значения сил G_1 и G_2 — соответственно весов самого устоя и грунта, расположенного на нем (с учетом взвешивания), и сила W_{fil}. Устойчивость продольной стенки на сдвиг определяют при отсутствии воды в нижнем бьефе или при минимальном ее уровне. Отпор водосливной части плотины при этом не учитывают.

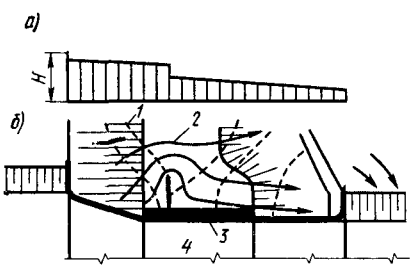


Рис. 11.25. Схема обходной фильтрации (вокруг устоя):
а — эпюра фильтрационного давления на устой; *б* — схема устоя; *1* — линии равных напоров; *2* — линии токов; *3* — устой; *4* — водосливная плотина

Фильтрационное давление на устой, если последний не сопрягается с водоупором, определяется наличием двух фильтрационных потоков: напорного под плотиной и безнапорного в обход устоя.

Если не учитывать влияния фильтрационного потока под плотиной, то относительные ординаты эпюры давления при безнапорной фильтрации по подземному контуру вокруг устоя h_i/H могут быть получены в зависимости от ординат эпюры давления при напорной фильтрации по такому же контуру h_p/H из выражения $h_i/H = \sqrt{h_p/H}$, где H — напор на плотину.

При глубине воды над водоупором в верхнем H_1 и нижнем H_2 бьефах ординаты эпюры давления при безнапорной фильтрации в любой точке i подземного контура устоя (рис. 11.25) могут быть вычислены по формуле

$$h_i = \sqrt{H_2^2 + (H_1 + H_2) H_i}, \qquad (11.47)$$

где H_i определяется для точки i флютбета при напорной фильтрации.

Если рассчитывать давление при напорной фильтрации методом коэффициентов сопротивления, то необходимо знать расчетное заглубление водоупора T_d. Для рассматриваемой задачи его принимают равным

$$T_d = 0{,}5l_0, \qquad (11.48)$$

где l_0 — длина горизонтальной проекции устоя.

При необходимости увеличения длины подземного контура устоя устраивают железобетонную или шпунтовую диафрагму (см. рис. 11.22). Иногда для снижения фильтрационного давления на устой и организованного отвода профильтровавшейся воды устраивают застенный дренаж (см. рис. 11.22, *б*). Располагают его несколько выше уровня воды в реке обеспеченностью 25 ... 30 %.

В случае забивки шпунтовых рядов под сопрягающими стенками (открылками) глубина их погружения должна быть в среднем в 1,5 ... 2 раза больше длины шпунтов под водобоем. Ширину стены устоя поверху принимают равной половине толщины быка плотины, но не менее 1 м.

Быки. Размеры быков зависят от конструкции затворов, пролета перекрываемых ими отверстий, наличия и размеров мостов и подъемных механизмов. Как указано выше (см. рис. 11.8), в разрезной конструкции плотины быки отрезаны от водослива швами, в неразрезной — швы между секциями плотины проходят посередине быков. Те и другие швы имеют противофильтрационные устройства. Для установки рабочих и аварийно-ремонтных затворов в быках устраивают специальные пазы (рис. 11.26). Быки разрезной конструкции имеют большую толщину, чем неразрезные. Объясняется это тем, что минимальную толщину непрорезаемой пазами шейки быка d назначают равной 0,8...1,5 м. Разрезной бык имеет две таких шейки, неразрезной — одну (рис. 11.26). Минимальная толщина неразрезного быка 2...2,5 м.

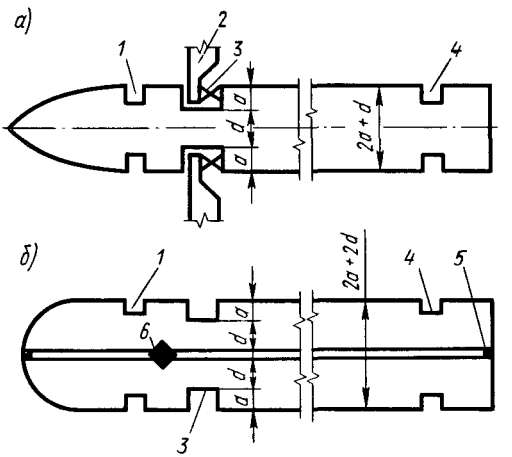


Рис. 11.26. Схемы быков:

а — неразрезной конструкции; *б* — разрезной конструкции; *1* — паз для аварийно-ремонтного затвора; *2* — рабочий затвор; *3* — паз для рабочего затвора; *4* — паз для ремонтного затвора; *5* — контурное наружное уплотнение шва; *6* — внутреннее уплотнение шва

Для поддержания затворов в открытом состоянии средняя часть быка должна возвышаться над водосливом на высоту, достаточную

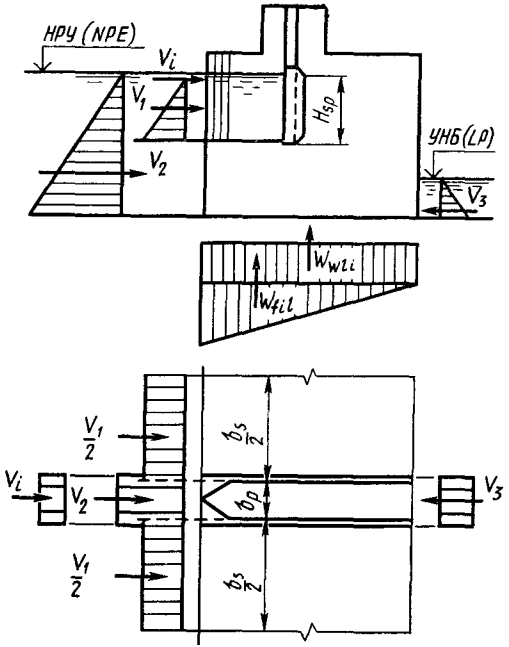


Рис. 11.27. Схема к расчету устойчивости быка в эксплуатационном случае

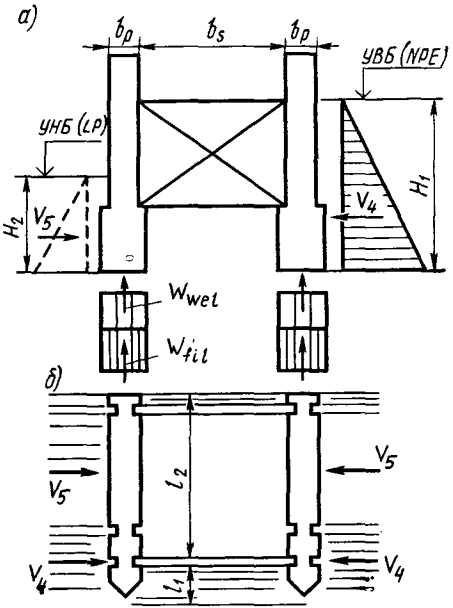


Рис. 11.28. Схема к расчету устойчивости быка в ремонтном случае:
а — фасад; *б* — план

для полного подъема затвора выше уровня воды при открытом затворе. Это составляет величину, примерно равную 1,5 ... 2 напорам на водосливе.

Форма быков в плане со стороны верхнего бьефа должна быть плавной, при необходимости пропуска льда криволинейно-заостренной, если быки не разрезаны швами.

Расчет быков на прочность и устойчивость производят аналогично расчетам водосливных частей плотин. При этом обычно рассматривают два случая: 1) эксплуатационный, когда рабочие затворы закрыты и в верхнем бьефе уровень воды соответствует отметке НПУ или ФПУ; давление от затворов, при соответствующей их конструкции, передается на быки; кроме того, учитывают давление льда, действующего непосредственно на бык; максимальные вертикальные нормальные напряжения в этом случае наблюдаются в нижней части быка (рис. 11.27); 2) ремонтный, когда пролет огражден ремонтными затворами и вода из пролета удалена; в этом случае рассматриваемый бык испытывает боковое давление воды со стороны соседнего пролета (рис. 11.28).

В обоих случаях принимается минимальная вертикальная расчетная нагрузка на быки. В первом расчетном случае проверяют лишь устойчивость быка на сдвиг.

Глухие плотины. Применяют их для создания водохранилищ при наличии скального основания. Профиль глухой плотины (рис. 11.29) приближается к прямоугольному треугольнику с шириной, по основанию равной $(0{,}7 \ldots 0{,}8)H$, где H — высота плотины. Ее верховую грань обычно делают вертикальной или слегка наклонной. Заложение низовой грани в построенных плотинах колеблется в пределах 0,65...0,85. Возвышение гребня над расчетным уровнем устанавливают так же, как и для земляных плотин (см. гл. 10). Запас по высоте плотины a с учетом парапета принимают: для плотин I класса — 0,8 м, II класса — 0,6 м, III и IV классов — 0,4 м. Ширину плотины по гребню назначают в зависимости от типа плотины, условий производства работ, а также характера использования гребня в период эксплуатации. Минимальная его ширина 2 м.

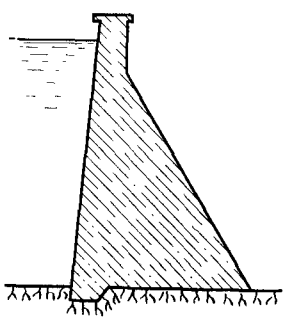


Рис. 11.29. Поперечный разрез массивной глухой бетонной плотины

Глухие плотины, как и водосливные, разрезают временными (строительными) и постоянными швами. Строительные швы образуются в результате разрезки тела плотины на блоки бетонирования. Для уменьшения опасности трещинообразования эти швы к моменту ввода сооружения в эксплуатацию частично или полностью бетонируют. Конструктивные швы выполняют, так же как и в водосливных плотинах, с шагом от 7...8 до 15...22 м.

Врезка плотин в скалу при их возведении должна быть минимальной и обоснована расчетами плотин на прочность и устойчивость как для водосливных плотин.

11.7. ОБЛЕГЧЕННЫЕ ТИПЫ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ВОДОСЛИВНЫХ ПЛОТИН

Большой расход материалов для возведения массивных гравитационных бетонных плотин, наличие неравномерных напряжений в их основании и недостаточно полное использование свойств материала в них привели к разработке ряда новых облегченных конструкций бетонных и железобетонных плотин: бетонные плотины с расширенными швами, с продольными полостями у основания, ячеистые с анкеровкой в основании, контрфорсные и др. Первые два типа плотин не нашли широкого распространения, что объясняется заметным усложнением производства работ при их строительстве и незначительной экономией бетона. Более широкое распространение получили плотины ячеистого типа, т. е. плотины с заменой части бетона грунтом. На скальных грунтах сооружают плотины с анкеровкой в основании. Применяют их до высоты 50 ... 60 м, так как при большей их высоте становится затруднительным осуществление необходимого для их нормальной работы предварительного натяжения анкеров.

Наиболее широкое распространение получили контрфорсные плотины. Их строят как на скальных, так и на нескальных грунтах. В последнем случае их выполняют с фундаментными плитами.

Преимущество контрфорсных плотин перед обычными гравитационными плотинами заключается в экономии бетона при их возведении до 20 ... 40% и снижении стоимости на 15 ... 35%. Устойчивость контрфорсных плотин при уменьшенном их весе обусловливается пригрузкой воды по напорной наклонной грани, а также уменьшением фильтрационного давления на их подошву в связи с меньшей ее площадью или устройством дренажа под фундаментной плитой, если она есть.

Конструктивно эти плотины могут быть выполнены массивно-контрфорсными многоарочными и с плоскими перекрытиями (см. рис. 9.4, *е ... з*). Первый из этих типов плотин применяется наиболее часто. Объясняется это тем, что массивно-контрфорсные плотины имеют малоармированные элементы значительной толщины, вследствие чего их строительство возможно вести индустриальными методами. Кроме того, плотины этого типа обеспечивают возможность получения достаточно больших вертикальных сжимающих напряжений в основании нижней части напорной грани, что снижает возможность раскрытия конструктивного шва. Напорную грань плотины образуют оголовки контрфорсов либо криволинейного очертания, что обеспечивает сжимающие напряжения в горизонтальных сечениях, либо более простой формы в виде плоской

плиты, но при этом в оголовках могут возникать растягивающие напряжения.

Водосливная грань плотины образуется железобетонной плитой. С целью исключения возможности отхода водосливных плит контрфорсов применяют специальные замки.

Контрфорсы с их перекрытиями отделены друг от друга швами, что обеспечивает независимую осадку отдельных блоков.

Пролеты в осях между контрфорсами в плотинах этого типа могут достигать при небольших их высотах 9...12 м, а в высоких плотинах — 15...18 м. Толщина контрфорсов составляет 2...8 м; по высоте она может быть переменной, увеличиваясь к основанию.

При строительстве многоарочных плотин получается несколько большая экономия бетона по сравнению с плотинами массивно-контрфорсными, но они более сложны в выполнении и часто требуют значительного армирования. Плотины с плоскими перекрытиями по своей конструкции достаточно просты. Высота их обычно не превышает 35 м, хотя в некоторых случаях бывает и больше (плотина Родригес, Испания, $H=76$ м). Однако в настоящее время их строят редко. Объясняется это тем, что элементы этих плотин часто получаются тонкостенными, что неудобно при современных методах работ. Перекрывать же большие пролеты плоскими плитами нецелесообразно.

При расположении контрфорсной плотины на нескальном основании устраивают фундаментную плиту. При этом подземный контур плотины выполняют так же, как и в случае обычных бетонных плотин. Шаг контрфорсов в низконапорных плотинах этого типа колеблется в пределах 3...5 м, толщина их в пределах 0,3...0,5 м. Плиты перекрытия устраивают разрезными толщиной 0,2...0,5 м с утолщением к основанию. Для обеспечения водонепроницаемости напорной грани плотины плиты укладывают на контрфорсы по слою асфальтовой мастики. В случае устройства фундаментной плиты в нее жестко заделывают контрфорсы и обычно объединяют их в секции по 2...5 шт. Секции отделены друг от друга швами с соответствующими уплотнениями.

При небольшой толщине контрфорсов во избежание их выпучивания между ними располагают балки жесткости, идущие вдоль плотины, через 3...6 м по высоте и 6...10 м по горизонтали (см. рис. 11.33, *в*).

Расчеты плотин контрфорсного типа производят аналогично гравитационным плотинам. Проверку на сдвиг осуществляют по формуле (11.45). Действующие на плотину силы показаны на рис. 11.30.

Нагрузки собираются на секцию плотины или ее элемент длиной l, равной расстоянию в осях между контрфорсами, если они не объединены фундаментной плитой. Толщину плит перекрытия обычно определяют, рассматривая их как балки, свободно лежащие на двух опорах и имеющие ширину 1 м. Действующими на них си-

лами являются собственный вес плит и гидростатическое давление воды (рис. 11.31). По высоте рассматривают ряд таких балок. Расчетным пролетом балок является расстояние $l = l_0 - {}^2/_3 a$. Ширину опорной части контрфорса a обычно принимают равной (0,5... 1,0)c, где c — толщина плиты. Плиты также следует проверять на срез, так как иногда их толщину определяют именно из этого условия.

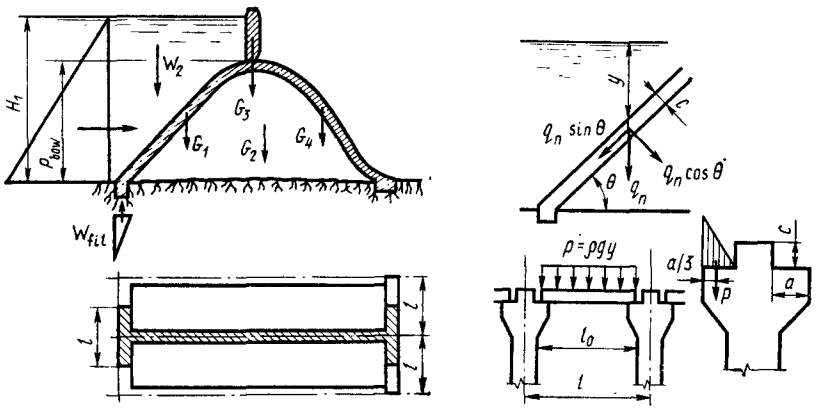


Рис. 11.30. Схема к расчету устойчивости контрфорсной плотнны на сдвиг

Здесь W_1 — гидростатическое давление воды со стороны верхнего бьефа *; W_2 — давление воды на напорную грань плотины; G_1 и G_4 — соответственно вес плнт напориой и водосливной граней; G_2 — вес контрфорса; G_3 — вес затвора, учитываемый, если затвор опирается на гребень плотнны; W_{fil} — фильтрацнонное давление воды

Рис. 11.31. Схемы к расчету элементов контрфорсной плотины

Прочность отдельных контрфорсов низконапорных плотин проверяют, вычисляя нормальные напряжения в горизонтальных сечениях σ_y (кПа) по формуле

$$\sigma_y = \sum V/A \pm Mx/I, \qquad (11.49)$$

где ΣV и M — соответственно суммарная вертикальная сила и ее момент, действующие в рассматриваемом сечении контрфорса: A и I — соответственно площадь и момент инерции сечения; x — расстояние расчетной точки от оси, относительно которой определен момент инерции.

Ячеистые плотины по своей конструкции подразделяют на плотины из монолитного бетона (см. рис. 11.33, *а*), сборно-монолитные (рис. 11.32) и сборные. Наибольшее распространение получили первые два типа плотин, хотя их к настоящему времени построено немного. Достоинствами этих плотин являются максимальное использование несущей способности бетона, меньший его расход и возможность механизации строительных работ, недостатками —

меньшая надежность в ряде случаев в отношении водонепроницаемости из-за большого количества стыков, сложность и трудоемкость возведения.

Ячейки этих плотин заполняют грунтом или камнем. Размеры ячеек колеблются в пределах 1,5×1,5 ... 6×6 м. Грунт в ячейки подается самосвалами или транспортерами. Толщина стен ячеек 0,1 ... 0,8 м, а иногда и больше, контрфорсов — 0,1 ... 1,0 м. В качестве примера на рис. 11.32 приведена конструкция сборно-монолитной плотины, которая состоит из продольных и поперечных стенок, образующих ячейки 5×3 или 5×5 м, заполненные грунтом. Стенки каркаса изготовлены из пустотелых блоков, состоящих из двух плит толщиной 0,07 м, соединенных друг с другом арматурным каркасом. Высота плит 0,5 м. Границы блоков по высоте указаны пунктиром. После монтажа блоков пространство между плитами было заполнено бетоном, что превратило конструкцию

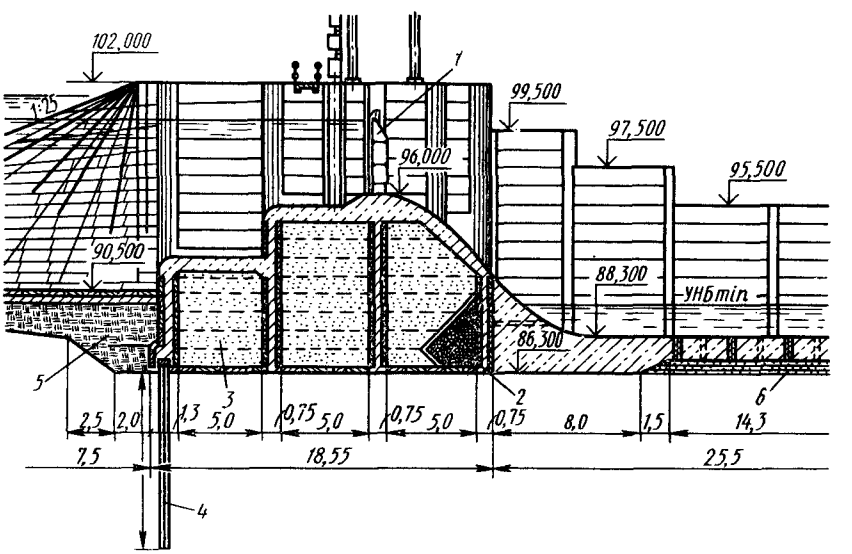


Рис. 11.32. Ячеистая сборно-монолитная плотина:
1 — плоский колесный затвор; *2* — дренаж; *3* — засыпка местным грунтом; *4* — шпунт; *5* — битумный мат; *6* — обратный фильтр

плотины из сборной в монолитную. Фундаментная плита представляет собой отдельные плиты, связанные с блоками. Верховая и водосливная грани монолитные. Сборные элементы плотины составляют около 50 ... 75% от ее общего объема.

Расчеты подземного контура этих плотин, а также устойчивости их на сдвиг производят так же, как и для массивных плотин из бетона. Применяют эти плотины как на скальных, так и на нескальных грунтах.

Другой тип ячеистых плотин, позволяющий существенно сэкономить бетон (20 ... 40%) по сравнению с массивными плотинами, получают при загрузке полостей балластом. На рис. 11.33 приведено несколько таких конструкций. Первая из этих конструкций рекомендуется СНиПом [10] для строительства на мягких грунтах.

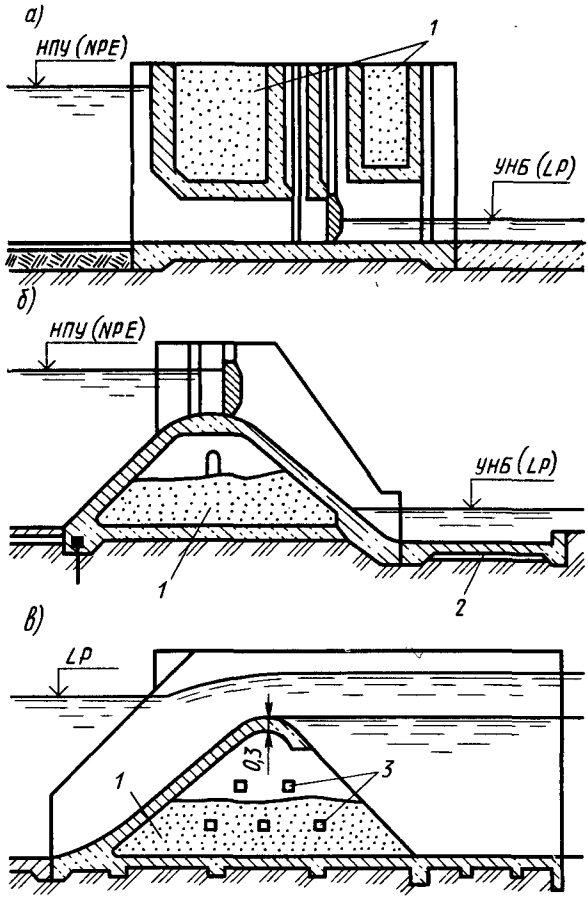


Рис. 11.33. Водосливная плотина с засыпанными полостями:

а — с глубинным водосбросом; *б* — контрфорсная с фундаментной плитой с загрузкой пространства между контрфорсами балластом; *в* — контрфорсная реверсивная; *1* — балласт; *2* — фильтр; *3* — балки жесткости

Плотины, приведенные на рис. 11.33, *б, в,* являются контрфорсными, в которых полости между контрфорсами загружены балластом. Последняя из них (рис. 11.33, *в*), реверсивная, имеет напорную плиту не с верховой стороны, а с низовой. Эта же грань является водосливной и пригружена не только грунтом, но и водой.

Недостатком контрфорсных плотин с пригрузкой грунтовым балластом является то, что при наличии дренажа фундаментной плиты контроль за работой дренажа затруднителен.

11.8. ЗАТВОРЫ ВОДОСЛИВНЫХ ПЛОТИН

Затворами водосливных плотин называют подвижные конструкции, предназначенные для частичного или полного перекрытия их отверстий с целью регулирования пропускаемых через них расходов воды, пропуска льда, плавающих предметов и т. п.

Затворы классифицируют по ряду признаков: по положению относительно уровня воды — поверхностные и глубинные; по эксплуатационному назначению — рабочие, ремонтные и аварийные (аварийные затворы в отличие от ремонтных закрывают отверстие в текущей воде); по способу передачи давления — на быки и устои, на порог сооружения, на порог и устои (быки); по материалу — стальные, из алюминиевых сплавов, железобетонные, деревянные и тканевые; по конструктивным признакам — плоские (рис. 11.34, *а*), сегментные (рис. 11.34, *б*), вальцовые (рис. 11.34, *в*), затворы с поворотными фермами (рис. 11.34, *г*), секторные (рис. 11.34, *д*), крышевидные (рис. 11.34, *е*) и тканевые (рис. 11.34, *ж*).

Ниже приведены описание, принципы действия, эксплуатационные качества и область применения поверхностных затворов низконапорных водосливных плотин. К ним относят прежде всего плоские и сегментные затворы, используемые в качестве рабочих и реже ремонтных перекрытий, и шандоры для ремонтных ограждений. Секторные затворы используют на плотинах с повышенным порогом. Поворотные фермы разных видов применяют преимущественно на реках в качестве судоходных плотин. Мостовые затворы применяют иногда при наличии проезжих мостов. Крышевидные и тканевые затворы относят к затворам автоматического действия, используемым в ряде случаев и в низконапорных плотинах.

Плоские затворы перемещаются в пазах быков или устоев в вертикальном направлении. Выполняют их из стали, дерева, а иногда из железобетона. Затворы из стали состоят из пролетного строения, опорно-ходовых частей, уплотняющих и подвесных устройств. Пролетное строение включает в себя систему балок и обшивку (рис. 11.35). В современных затворах обшивку выполняют из металлического листа толщиной 4 ... 10 мм без увеличения толщины обшивки на коррозию в связи с относительно хорошо разработанными методами борьбы с ней. Балочная система состоит из горизонтальных основных и вспомогательных балок и вертикальных (поперечных) стоек. Основные балки называют ригелями, а крайние стойки — опорными. Обшивка, воспринимающая давление воды, передает его на вспомогательные горизонтальные балки, а те, в свою очередь, стойкам, от которых нагрузка передается на ригели и далее на опоры. Выполняют затворы, как правило,

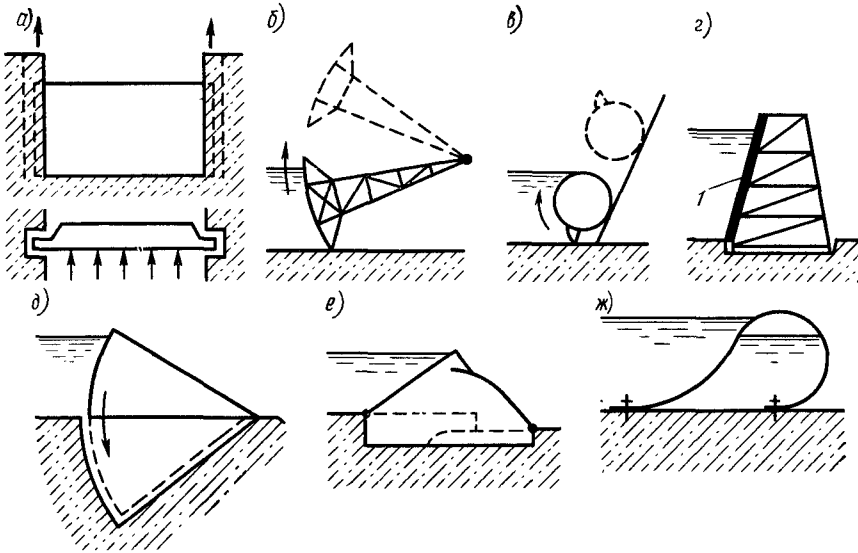


Рис. 11.34. Схемы поверхностных затворов, передающих давление на быки и устои (*а* . . . *в*) и на порог плотины (*г* . . . *ж*):

1 — щиты, устанавливаемые после поднятия ферм из паза в пороге водослива

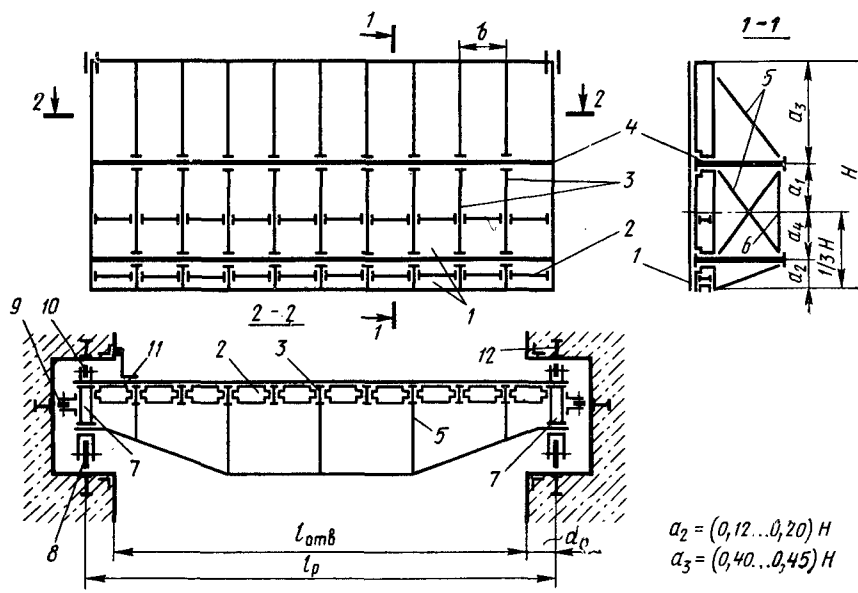


Рис. 11.35. Схема плоского затвора:

1 — обшивка; *2* — стрингеры (балки, параллельные ригелям); *3* — поперечные балки; *4* — ригели; *5* — поперечные связи; *6* — продольные связи; *7* — опорные балки; *8* — опорно-ходовая часть; *9*, *10* — боковые и обратные опорные и направляющие устройства; *11* — боковое уплотнение; *12* — закладные части

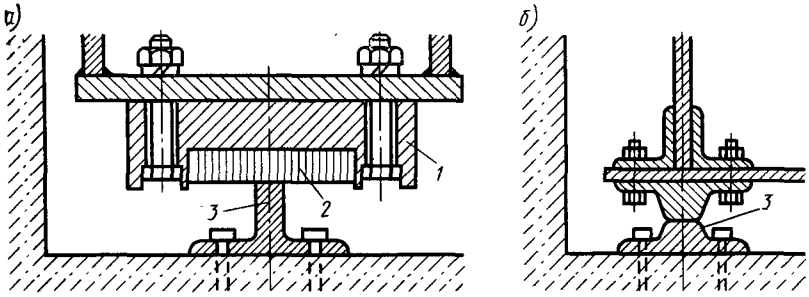


Рис. 11.36. Скользящие опоры:
а — с вкладышем из древесно-слоистого пластика; *б* — стальная; *1* — подушка; *2* — вкладыш; *3* — рельс

двухригельными и реже трехригельными. Двухригельные затворы более экономичны. Расстояние между ригелями назначают из условия их равнонагруженности, что позволяет принимать сечения ригелей одинаковыми. Расположение равнонагруженных ригелей определяют по методам, излагаемым в курсах гидравлики. При небольших пролетах l_p, перекрываемых затворами, и напорах на них ригели изготовляют из балок прокатных профилей. С увеличением пролетов — из двутавровых балок составного сечения высотой $(1/7...1/9)b_s$ по условию допускаемого их прогиба и ферм высотой $(1/6...1/8)b_s$, где b_s — ширина отверстия в свету. Для уменьшения ширины пазов высоту ригеля на опорах принимают равной 0,4...0,65 от его высоты в пролете.

Опорно-ходовые части затворов обеспечивают их перемещение в пазах и передачу нагрузки, воспринимаемой затворами, на сооружение. Выполняют их скользящими или колесными. Скользящие опоры изготовляют из металла, дерева или синтетических материалов. В качестве последних у нас применяют древесно-смолистый пластик (ДСП) и маслянит. Полозья скользящих опор из ДСП выполняют в виде опорных подушек с запрессованными в них вкладышами (рис. 11.36, *а*). Стальная опора показана на рис. 11.36, *б*.

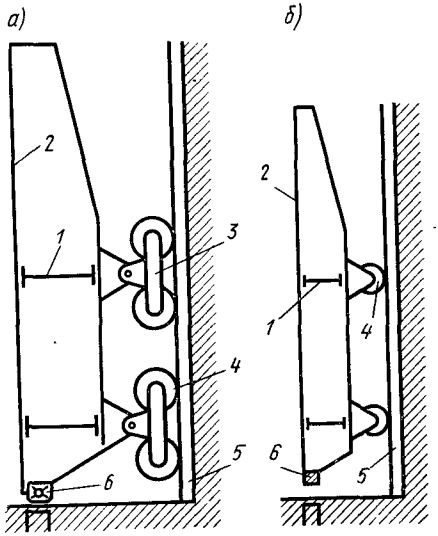


Рис. 11.37. Схемы расположения колес в плоских затворах:
а — при больших пролетах отверстий; *б* — при небольших нагрузках на щите; *1* — главные ригели; *2* — обшивка; *3* — балансирные тележки; *4* — колеса; *5* — рельсы; *6* — уплотнение в виде деревянного бруса

Колесные опоры позволяют маневрировать затворами с помощью механизмов меньшей мощности, чем при скользящих опорах. Схемы колесных опор приведены на рис. 11.37. Диаметр колес обычно составляет 0,3 ... 1 м, а ширина их обода — 8 ... 15 см. Для ограничения боковых перемещений и перекосов затворы оснащены боковыми и обратными направляющими устройствами (см. рис. 11.35). Для обеспечения водонепроницаемости их снабжают донными и боковыми уплотнениями. При небольших напорах донные уплотнения выполняют в виде деревянного бруса обтекаемой формы (рис. 11.38). Более современными являются уплотнения из резины ножевые или р-образной формы (рис. 11.38, *а, б*). Для бо-

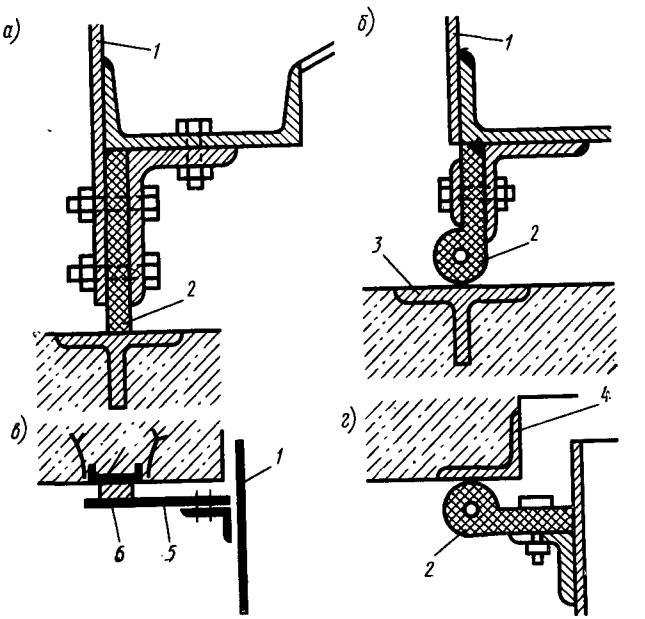


Рис. 11.38. Схемы уплотнений:
а, б — донные; *в, г* — боковые; *1* — обшивка затвора; *2* — резина; *3* — порог водослива; *4* — закладные части; *5* — стальной лист; *6* — деревянный брус

ковых уплотнений также используют деревянные брусья или резину (рис. 11.38, *в, г*). В первом случае деревянный брус крепят к гибкому металлическому листу толщиной 2 ... 3 мм, расположенному на напорной грани затвора (рис. 11.38, *в*). Давлением воды лист прижимается к лицевой грани устоя (быка), имеющего в местах опираний уплотнения закладные части, покрытые полосами шлифованной нержавеющей стали. Допускаемые давления на резину до 15 МПа, деформация 5 мм.

Вес плоского металлического затвора (кН) приближенно может быть определен по формуле А. Р. Березинского:

$$G = 0{,}55A\sqrt{A}, \qquad (11.50)$$

где A — площадь затвора в свету.

Подъемное усилие (кН) в первом приближении можно определить по формуле $S = 1{,}5G$.

Размеры затворов должны соответствовать нормативным требованиям. Верхняя кромка затвора при закрытом отверстии должна возвышаться над поддерживаемым уровнем воды (с учетом нагона) не менее чем на 0,2 м.

Затворы из дерева применяют для перекрытия небольших пролетов (шириной 1,2 ... 1,6 м) при напорах до 3 м. Выполняют их из досок толщиной 8 ... 10 см, соединенных в шпунт или в четверть. Доски соединяют шпонками, врубаемыми со стороны напорной грани. Для подъема затворы оборудуют крючьями из полосовой стали. Затворы из железобетона (обычно их выполняют из предварительно напряженного железобетона) меньше подвержены коррозии, требуют в 2 ... 3 раза меньше металла по сравнению с металлическими, в связи с чем стоимость их в 2 ... 2,5 раза ниже. В то же время масса их в 2 раза больше, чем металлических, что требует более мощных подъемных устройств. Такие затворы были использованы при строительстве канала Северский Донец — Донбасс в сравнительно легких климатических условиях.

Шандоры представляют собой конструкцию балочного типа. Укладываемые в пазах быков (устоев) одна на другую, они образуют стенку, закрывающую отверстие плотины. Выполняют шандоры из дерева, металла или железобетона. Деревянные шандоры применяют при пролетах до 5 м, а иногда и более, и напорах до 5 м. Металлические шандоры могут перекрывать пролеты до 30 м при напорах до 12 м и быть выполнены из балок различного сечения — двутавровых прокатных, составных (коробчатых и т. д.) (рис. 11.39). Уплотнение между металлическими шандорами осуществляют с помощью деревянных брусьев, прикрепленных к шандорам, или резиновых конструкций. Боковое уплотнение устраивают из металлических трубок или из резины. Шандоры могут иметь опорно-ходовые части скользящего типа или колесные. Высота их может достигать 2 ... 3 м. Металлические шандоры с успехом могут быть заменены железобетонными шандорами различного поперечного сечения.

Используют шандоры в основном в качестве ремонтно-аварийных затворов и лишь иногда, при небольших пролетах и напорах, в качестве рабочих, что объясняется отчасти трудностью погружения их в текущую воду.

Сегментный затвор представляет собой криволинейный щит, напорную грань которого выполняют в виде круговой цилиндрической поверхности радиусом, равным обычно $(1{,}0 \ldots 2{,}5)H$. В этом случае равнодействующая гидростатического давления воды на об-

шивку затвора проходит через ось его вращения. Конструктивными элементами стального сегментного затвора являются обшивка, балочная сеть и опорные ноги (рис. 11.40). Конструктивно балочная сеть и обшивка затвора аналогичны плоскому затвору. Как и плоские, сегментные затворы выполняют двух- и многоригельными. Наиболее часто применяют двухригельные. Особенностью конструкции сегментного затвора являются опорные ноги, с помощью которых давление воды передается на опорные шарниры. Последние крепят на коротких консолях из железобетона или металла, выпущенных из стен бы-

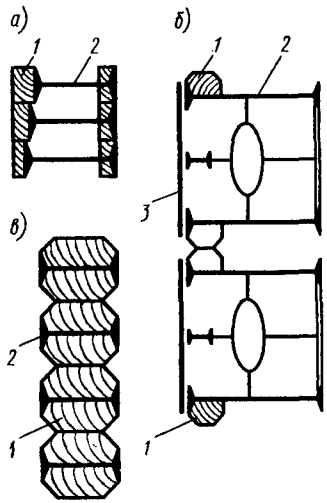


Рис. 11.39. Типы стальных шандоров:

а, в — стальные балки с уплотнением из деревянных брусьев; *б* — колесные шандоры; *1* — деревянные брусья; *2* — стальные балки; *3* — обшивка

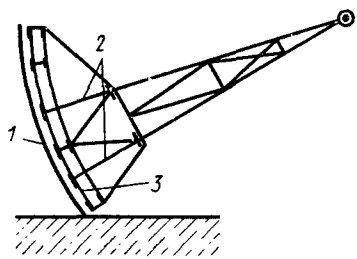


Рис. 11.40. Схема двухригельного сегментного затвора:

1 — обшивка; *2* — главный ригель; *3* — балочная клетка

ков или устоев. Эти консоли позволяют избавиться от пазов в быках (устоях). При этом несколько уменьшается пролет затворов и толщина быков. Ригели и ноги сегментного затвора образуют порталы, которые могут быть пространственными (рис. 11.41, *а*) или плоскими (рис. 11.41, *б*) с жестким или шарнирным соединением ног и ригелей. Жесткость пространственных рам больше, чем плоских, поэтому их применяют преимущественно при больших пролетах; однако в этом случае при изгибе ригелей изгибаются и ноги рамы, что ведет к возникновению горизонтальных сил распора H_s в опорных шарнирах. При плоских ногах распор будет меньше. Жесткое соединение ног и ригелей ведет к экономии металла для затвора, но требует дополнительного армирования быков (устоев), а также дополнительного крепления опорных шарниров. Для снижения моментов, возникающих в жестких порталах иногда при пролетах до 12 м и напорах до 8 м, применяют шарнирное соединение ног и ригелей (рис. 11.41, *в*). Наряду с вертикальными шарнирами в этом случае предусматривают и устройство направляю-

щих роликов, движущихся по стенкам быков и устоев. Находят применение затворы с наклонными опорными ногами (рис. 11.41, *г*). В такой конструкции затвора значительно снижаются моменты в ригелях, в ногах же их моменты часто доводят до нуля. В последнее время сегментные затворы иногда выполняют из алюминиевых сплавов.

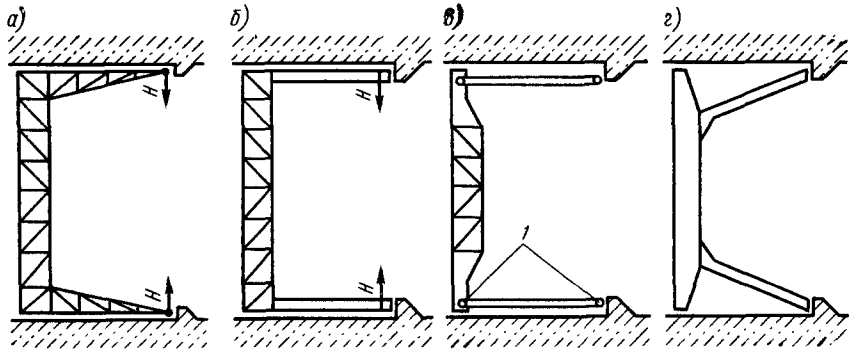


Рис. 11.41. Схемы конструкций несущей части сегментного затвора:
1 — вертикальные шарниры

Вес сегментного затвора (кН) в первом приближении может быть определен, как и плоского затвора, по формуле А. Р. Березинского, имеющей вид

$$G = 1{,}5A\sqrt[4]{A}. \qquad (11.51)$$

Вальцовые затворы представляют собой полые металлические цилиндры, перекрывающие водосливные отверстия. Поднимаются и опускаются они путем перекатывания по наклонным зубчатым рейкам, расположенным в нишах быков или устоев. В связи с неблагоприятными условиями обтекания цилиндра при движении воды под ним и появлением вакуума, а также для уменьшения вертикальной составляющей давления на затвор (снизу) цилиндр снабжают нижним щитком, а для увеличения высоты затвора — и верхним гребешком (рис. 11.42, *б*).

В настоящее время наиболее часто встречаются два типа вальцовых затворов: цилиндр с нижним щитком и верхним гребешком и цилиндр с передним козырьком (рис. 11.42, *б*). Перемещение затвора осуществляется по наклонным рельсам, имеющим зубчатые рейки, уложенным в нишах под углом 55 ... 70° с помощью цепей (или тросов), одна ветвь которых является рабочей, а другая — холостой (рис. 11.42, *а*). При подъеме затвора рабочая цепь сматывается с цилиндра, а холостая наматывается на него.

Цилиндр стального вальцевого затвора состоит из обшивки толщиной 8 ... 15 мм, прикрепленной к продольным горизонтальным

балкам (обрешетинам), которые выполняют обычно из швеллеров № 10...20. Обрешетины крепят к диафрагмам, устанавливаемым через 1,5...2,0 м по длине затвора (рис. 11.43), которые обеспечивают его жесткость и неизменяемость формы. С этой же целью устраивают диафрагмы из двутавров. Диаметр цилиндра может доходить до 4...6 м. Затворы небольшой высоты выполняют со щит-

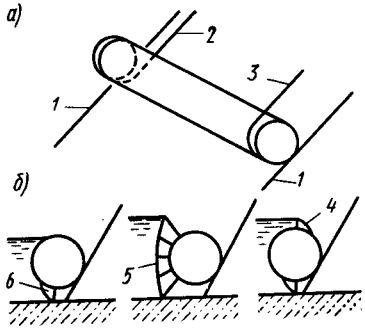


Рис. 11.42. Схема вальцового затвора (*а*) и вариаиты его пролетного строения (*б*):
1 — опорный рельс; *2* — холостая цепь; *3* — рабочая цепь; *4* — гребешок; *5* — козырек; *6* — щиток

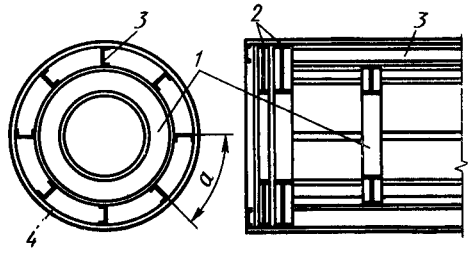


Рис. 11.43. Конструктивная схема вальцового затвора:
1, 2 — поперечные и опорные диафрагмы; *3* — стрингеры; *4* — обшивка

ком, а при большой — с передним козырьком. Вес затвора (кН) в первом приближении может быть определен по формуле А. Р. Березинского:

$$G=5A+0{,}2A\sqrt{A}. \qquad (11.52)$$

Вальцовые затворы обладают большей жесткостью, простотой опорных частей и требуют небольшого подъемного усилия. Недостатками их являются значительные вес и размеры быков, так как глубина ниш составляет 1,5...2,0 м, а также высокая стоимость. Применяют их в плотинах с тяжелыми условиями эксплуатации в зимний период.

Крышевидные и тканевые затворы относят к группе затворов, передающих давление воды на тело плотины, а не на быки и устои, как затворы предыдущей группы. Крышевидные затворы состоят из двух плоских полотнищ (щитов), вращающихся на горизонтальных осях и образующих в приподнятом положении «крышу», а в спущенном — скрывающиеся в нишу флютбеты (см. рис. 11.34, *е*). Пространство между «крышей» затвора и дном камеры заполняется водой из верхнего бьефа, и в результате давления воды снизу на полотнища затвора он приподнимается. Уровень воды в камере может быть установлен таким, какой необходим для удержания затвора в любом положении, как крайнем, так и промежу-

точном. Заполнение камеры или ее опорожнение осуществляется по галереям или каналам, проходящим в устоях или быках плотины и соединяющим камеру с верхним и нижним бьефами. Управление задвижками может осуществляться автоматически.

Существует два основных типа крышевидных затворов: американский — бертреп и европейский — дахвер (см. рис. 11.34, *е*). Основные различия между ними заключаются в том, что верхний щит дахвера имеет на своем конце короткую надставку, нормальную к плоскости щита, а низовой — криволинейное очертание водосливной грани, что ведет к лучшей работе затвора.

Тканевые затворы в гидротехническом строительстве начали применять примерно с конца 50-х годов текущего столетия. Тканевые затворы представляют собой замкнутые оболочки различной формы, закрепляемые к порогу плотины. Торцы оболочек либо свободно примыкают к быкам и устоям, либо закрепляются на них. Материалом для оболочек служит однослойная или многослойная (до четырех слоев) синтетическая ткань с герметизирующей прокладкой. Толщина полотнищ затворов в построенных плотинах составляет 2...5 мм. Современные резинотканевые материалы, выпускаемые в СССР и за рубежом, позволяют создавать затворы высотой до 8 м и практически любой требуемой его длины. Так, на канале Р-2 Марьяно-Чебургольской оросительной системы в Краснодарском крае тканевый затвор перекрывает пролет 22,4 м при напоре 3 м. На р. Белой в Ростовской области перекрывает пролет 24 м при напоре 2 м и т. д. Затвор плотины на р. Арканзас (США) перекрывает четыре пролета по 134 м при напоре 3,17 м. Затвор на р. Колорадо (США) перекрывает пролет 70 м при его высоте 4 м. Затвор на р. Амстель (Голландия) имеет длину 28 м при напоре 7 м.

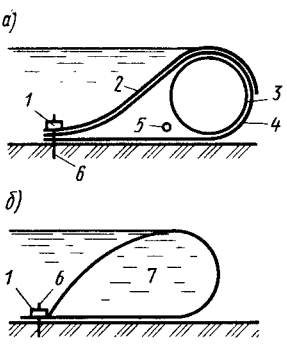


Рис. 11.44. Схемы тканевых затворов:

а — воздухонаполняемый затвор; *б* — водонаполняемый затвор с закреплением по одной образующей на плоском флютбете; *1* — прижимный брус; *2* — защитное полотнище; *3* — внутренняя оболочка; *4* — удерживающая оболочка; *5* — воздуховод; *6* — анкерный болт; *7* — оболочка

Гарантийный срок работы тканевых затворов, устанавливаемый заводами-изготовителями, составляет 10...20 лет.

Конструктивные схемы тканевых затворов приведены на рис. 11.44. Как видно из рисунка, оболочка двойная (рис. 11.44, *а*) или одинарная (рис. 11.44, *б*) крепится к порогу плотины по одной или двум образующим с помощью накладок и анкеров.

Затвор поддерживается в рабочем состоянии в результате заполнения его водой, воздухом или тем и другим вместе. Вода в полость подается самотеком или принудительно, как и воздух. Принудительная подача воды и воздуха осуществляется с помощью соответственно насосной и компрессорной станций, располагаемых в устоях или иногда в потернах плотин. При использовании вмес-

то воды специальных жидкостей предусматривают резервуары для их хранения. Подачу воды и воздуха производят по трубопроводам, прокладываемым в пороге плотин или их устоях. В устоях же размещают и арматуру для управления работой затворов, обычно в автоматическом режиме. Время заполнения оболочек в построенных плотинах в зависимости от размеров пролета и напоров на оболочки составляет 10...30 мин. В случае необходимости рабочая оболочка затвора ограждается от повреждения защитным покрытием. Приведенная на рис. 11.44, *а* схема относится к затвору, построенному в ГДР, через который предусматривается пропуск льда толщиной до 0,5 м. В настоящее время ведется дальнейшая разработка как самих конструкций затворов, так и материалов для их изготовления. Тканевые затворы получили достаточно широкое распространение, особенно для плотин с низким порогом и небольшим напором.

Тип затвора выбирают на основании технико-экономического сравнения их вариантов с учетом местных условий работы затвора. В настоящее время в низконапорных плотинах наиболее часто используют плоские затворы и несколько реже сегментные. Объясняется это тем, что плоские затворы не требуют уширения гребня плотины, доступны для осмотра и ремонта при поднятии их над водой, допускают перестановку из одного отверстия в другое. Ими возможно перекрывать отверстия значительных пролетов и большой высоты. Основными их недостатками являются: ненадежность работы зимой в связи с обмерзанием колес; затруднения при пропуске льда, что возможно лишь при полном открытии затвора; значительные подъемные усилия, обычно в 1,5...2 раза превышающие их вес, а следовательно, и большая стоимость подъемных механизмов; значительная высота и относительно большая толщина быков.

Сегментные затворы легче, требуют подъемного усилия меньше своего веса и значительно меньше, чем плоские; обладают большой жесткостью, в связи с чем могут быть подняты за одну сторону; требуют меньшей высоты, а при отсутствии распора и толщины быков в связи с отсутствием пазов; лучше приспособлены для работы в зимних условиях и при наличии наносов. Недостатками их являются необходимость удлинения быков и невозможность перестановки затворов.

Вальцовые затворы, как отмечено выше, обладают большой жесткостью, в связи с чем их можно применять на плотинах с тяжелыми условиями зимней эксплуатации, а также при наличии значительного количества наносов. Без особых последствий могут воспринимать удары и навал льда. Недостатками вальцовых затворов являются более высокая их стоимость в связи со сложностью изготовления и необходимость увеличения размеров (толщины, длины и высоты) быков по сравнению с затворами плоскими или сегментными.

Крышевидные затворы можно применять в условиях быстрого подъема уровня при паводках, при необходимости пропуска льда и точного регулирования уровня воды. Недостатками этих затворов являются необходимость устройства широкого $(2{,}5 \ldots 3)H$ и глубокого $(0{,}5 \ldots 1)H$ порога плотины, сложность конструкции затвора и его регулирующей системы, а также необходимость наблюдения за обмерзанием затвора и заносимостью наносами ниши затвора.

Тканевые затворы еще недостаточно апробированы в работе, в связи с чем требуют доработки как в части конструктивных решений, так и материалов для их изготовления. Достоинствами их являются простота конструкции, экономичность, возможность перекрывать большие пролеты при напорах в настоящее время до 8 м, а также малый вес, удобство транспортировки и простота монтажа. Недостатком их является относительная легкость повреждения. По-видимому, в дальнейшем эти затворы получат значительное распространение. В табл. 11.3. приведены общие сведения о затворах.

Таблица 11.3. **Основные характеристики затворов**

Тип затвора	Максимальный пролет, м	Максимальная высота, м	Вес затвора, кН, при $A=350$ м²
Плоский	40 . . . 50	17 . . . 18	3600
Сегментный	35 . . . 40	9 . . . 10	2268
Вальцовый	50 . . . 60	8 . . . 9	3060
Крышевидный	40 . . . 45	6 . . . 7	—
Тканевый	100 . . . 150	7 . . . 8	—

ГЛАВА 12

ВОДОСБРОСЫ И ВОДОСПУСКИ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН

12.1. ВОДОСБРОСЫ

Водосбросы в виде водосливных бетонных или железобетонных плотин применяют при больших паводочных расходах или когда по каким-либо причинам иное решение оказывается нецелесообразным. Наиболее часто водосбросы располагают на берегу в стороне от плотины или под плотиной на грунте ее основания. Такое положение объясняется тем, что грунтовые плотины дают осадку, особенно если они расположены на сжимаемом основании, в результате чего в водопропускных сооружениях, расположенных в теле плотины, возможно появление трещин, через которые будет

происходить фильтрация воды в тело плотины, что может привести к ее аварии. Кроме того, для возведения береговых водосбросов обычно требуется меньше привозных материалов.

Береговые водосбросы могут быть разных типов. Основными признаками, определяющими тип берегового водосброса, являются гидравлические и конструктивные особенности его сбросной части. Водосбросы, используемые в гидроузлах, возводимых для водоснабжения, состоят из четырех основных частей (рис. 12.1): *подводящего канала 7, водослива* (головного сооружения) *6, быстро-*

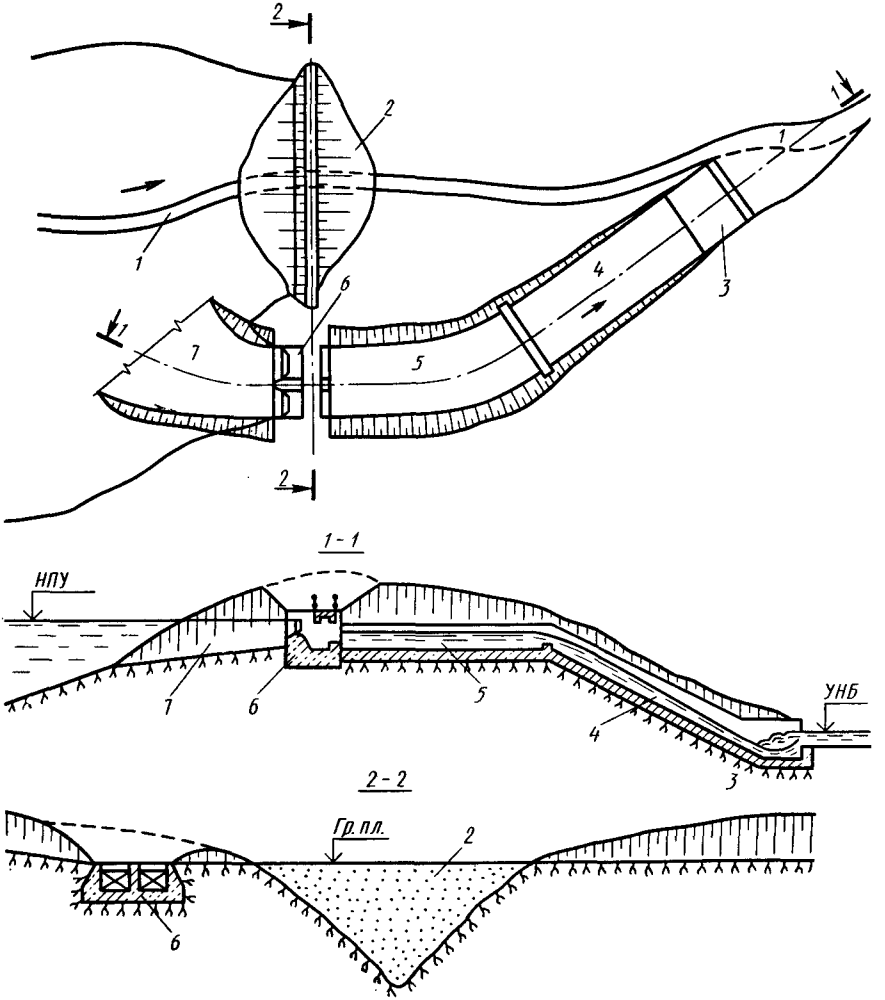


Рис. 12.1. Схема гидроузла с открытым береговым водосбросом:
1 — русло реки; *2* — грунтовая плотина; *3* — концевая часть быстротока; *4* — быстроток с уклоном *i*; *5* — промежуточный канал; *6* — водослнв; *7* — подводящий канал

тока или *многоступенчатого перепада 4* и *концевого участка с отводящим каналом 3* (если он требуется). Иногда между водосливом и быстротоком устраивают промежуточный канал *5*. Подводящий канал обычно делают с горизонтальным дном, часто криволинейным в плане, трапецеидального сечения с заложением откосов 1 : 1,5 ... 1 : 2,5 в нескальных и ~2 : 1 в скальных грунтах. Площадь сечения канала подбирают так, чтобы при максимальных расчетных расходах скорости течения в нем были неразмывающими для грунтов, что позволяет обходиться без его крепления, за исключением подходной части к водосливу, где скорости течения возрастают.

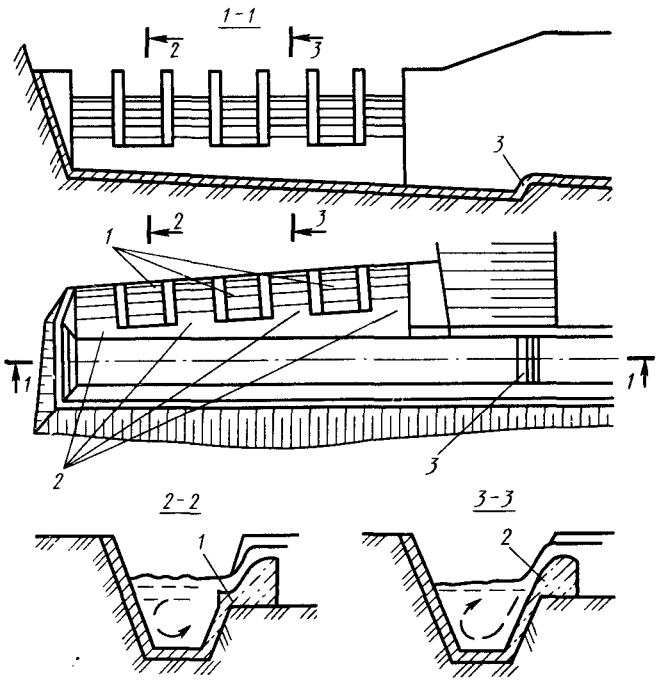


Рис. 12.2. Схема траншейного водосброса с водосливами с носками и без них для устранения винтового движения воды в траншее:
1 — водослив с носком; *2* — водослив без носка; *3* — порог

Головная часть водосброса обычно представляет собой бетонную или железобетонную водосливную плотину с напором 2 ... 5 м, расчет и конструирование которой ведутся так, как указано в гл. 11. Выполняют ее обычно с затворами. При большой расчетной ширине плотины и крутом береговом склоне иногда целесообразно головную часть водосброса устраивать в виде траншейного водосброса (рис. 12.2), который располагается вдоль уреза воды в

водохранилище. Водослив траншейного водосброса может быть выполнен с затворами и без них. В последнем случае его гребень располагают на отметке НПУ и при расчетах принимают напор на гребне водослива до 2 м. Ширина такого водослива может быть определена по формуле (11.25).

Замена обычной водосливной плотины траншейным водосбросом позволяет существенно уменьшить объем выемки грунта, что особенно важно при скальных породах.

Особенностью гидравлики траншеи является переменный расход воды вдоль нее. Глубина воды в конце траншеи может быть меньше, равной или больше критической. Наименьший объем траншеи, как показывает опыт, соответствует глубине, равной критической.

Траншейный водослив может быть выполнен с односторонним и двусторонним поступлением воды в траншею. При одностороннем поступлении ее в траншею образуется винтовое движение воды, ухудшающее условия работы всего водосброса в целом. Для борьбы с этим рекомендуют часть водослива выполнять с носком (рис. 12.2), что обеспечивает поступление воды в траншею с обратным по сравнению с водосливом без носка вращением воды в ней. Взаимодействие разнозакрученных потоков воды улучшает условия входа воды в быстроток или иное сопрягающее сооружение [19]. С этой же целью целесообразно также в конце траншеи устраивать распределительную стенку или порог (рис. 12.2). Предварительно размеры траншеи определяют расчетом, а окончательные принимают по данным модельных исследований.

Гидравлический расчет траншеи можно вести различными методами. Один из них приведен в справочнике проектировщика [16]. В связи со значительным динамическим воздействием бурного потока на элементы траншеи ее днище и борта даже при прочных скальных породах облицовывают бетонными плитами толщиной 0,7 ... 1,2 м, заанкерованными в скалу. Для снятия фильтрационного давления на облицовку траншеи под нею устраивают дренаж.

Быстротоком называют канал с уклоном больше критического. Уклон быстротока может быть постоянным или переменным в зависимости от уклона местности. Для уменьшения объемов земляных работ его целесообразно принимать возможно более крутым, но в то же время достаточно близким к уклону местности. Чаще всего уклоны быстротоков принимают равными 0,05 ... 0,25. В скальных породах они могут достигать 1 : 1.

Обычно быстротокам придают прямолинейное очертание в плане. Однако в условиях сложного рельефа местности и относительно небольших расходов воды быстротоки могут быть выполнены и криволинейными (с виражами), что часто позволяет существенно снизить объемы строительных работ. Наличие поворотов на трассе быстротока, вызывая воздействие центробежных сил на поток, существенно влияет на поперечную форму быстротока на этих участках. Здесь для нормальной работы быстротока его дно должно

иметь поперечный уклон со значительной разницей отметок у вогнутой и выпуклой стенок (рис. 12.3, *г*) (двойную кривизну).

Конструктивно быстроток представляет собой бетонный или железобетонный лоток с прямоугольным, трапецеидальным и реже иным поперечным сечением (рис. 12.3, *а*...*в*). При прямоугольном поперечном сечении быстротока его борта выполняют в виде обычных подпорных стенок того или иного типа, а днище на нескальных грунтах укрепляют бетонными плитами толщиной 0,2...0,8 м. В лотках небольшой ширины стенки и днище представляют собой монолитную неразрезанную конструкцию, а при значительных размерах быстротока они чаще всего отрезаны друг от друга. По длине лотка стенки и днищ разрезают температурно-осадочными швами через 15...25 м. В быстротоках трапецеидального сечения откосы и днища защищены облицовкой из бетона или железобетона. Толщину облицовки принимают конструктивно в пределах 0,15...1,0 м. Под облицовкой предусматривается дренаж, наиболее часто трубчатый. В скальных прочных породах быстроток выполняют обычно прямоугольного сечения без облицовки его стен и днища. В слабых скальных и полускальных породах их защищают бетонной облицовкой толщиной 0,2...0,3 м, заанкерованной в грунт. Крутизну откосов принимают равной 3 : 1...2 : 1.

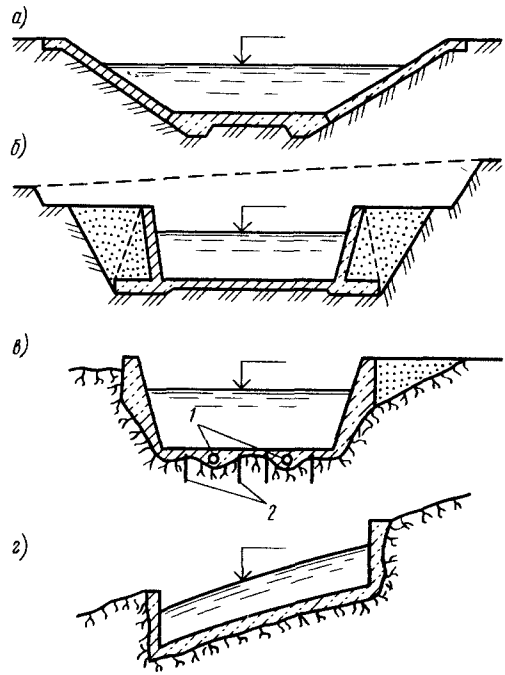


Рис. 12.3. Поперечные сечения быстротоков:
а, *б* — в нескальных грунтах; *в* — в скальном грунте на прямолинейном участке; *г* — в скальном грунте на вираже с постоянной глубиной; *1* — дренаж; *2* — анкеры

Ширина быстротока может быть постоянной или переменной по длине. Изменение ее обусловливается стремлением уменьшить объемы бетонных и земляных работ и условиями гашения энергии в нижнем бьефе.

При неравномерном открытии затворов на водосливе в голове быстротока может возникнуть сбойное течение. Широкие криволинейные в плане быстротоки в этом случае иногда делят на некоторой длине продольными стенками. Такие же стенки (ребра)

и с такой же целью иногда делают на входном участке водобойного колодца, расположенного в конце быстротока при его трапецеидальном сечении. При расширяющемся колодце ребра устанавливают веерообразно.

При большой распластанности бурного потока, т. е. малом значении отношения глубины потока к ширине лотка, и уклонах $i > 0{,}02 \ldots 0{,}025$ на быстротоках происходит образование волн, перемещающихся по течению. При этом вместе с формой волны движется и масса воды — формируется волновой поток, который в целом является неустановившимся течением. Причиной волнообразования является специфическая структура поля скоростей, образующая при указанных условиях высокие градиенты скорости по глубине и равномерность поля скоростей в плане. Волновой поток оказывает динамическое воздействие на конструкции быстротока. Уменьшаются потери энергии на преодоление сопротивлений, т. е. снижается степень гашения энергии. Исключить волнообразование можно путем создания безволновой структуры поля скоростей. Наиболее просто это достигается приданием поперечному сечению быстротока определенной формы (рис. 12.4), а также искусственным повышением шероховатости лотка.

При проектировании быстротока необходимо учитывать влияние на его работу аэрации потока, заключающейся в насыщении

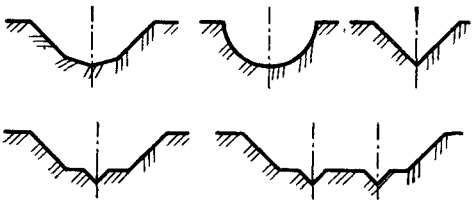


Рис. 12.4. Схемы безволновых поперечных сечений быстротока

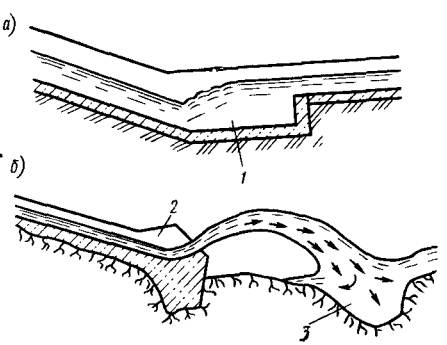


Рис. 12.5. Схемы сопряжения быстротока с нижним бьефом:

а — без отброса струи; *б* — с отбросом струи; *1* — водосливной колодец; *2* — трамплин; *3* — воронка размыва

воды воздухом. Вследствие этого поток «разбухает» и глубины на быстротоке значительно возрастают против расчетных. Движение воды по быстротоку в этом случае происходит как бы при большем коэффициенте шероховатости лотка, чем он есть на самом деле. Аэрирование потока в зависимости от шероховатости русла, глубины потока, гидравлического радиуса и уклона быстротока может начаться при средней скорости около 3 ... 4 м/с.

Все показатели аэрированного потока в настоящее время поддаются расчету, и методы их определения изложены в специальной литературе [16].

Сопрягается быстроток с пойменным отводным каналом обычно с помощью водобойного колодца или водобойной стенки (см. рис. 12.1). При наличии закругления на быстротоке в конце его необходимо иметь прямой участок. При скальных грунтах и значительных скоростях потока в конце быстротока для гашения энергии чаще всего применяют трамплины с сосредоточенной струей (рис. 12.5); иногда используют рассеивающие трамплины (рис. 12.6).

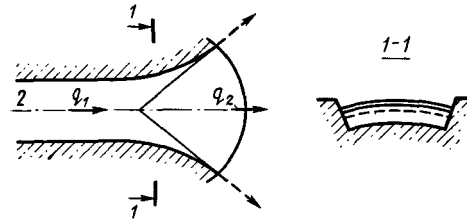


Рис. 12.6. Рассеивающий трамплин двоякой кривизны:
q_1 и q_2 — удельные расходы, м³/с

Если на каком-либо участке быстротока скорость течения воды достигает предельного значения для его крепления, то для гашения энергии потока и уменьшения скорости течения делают водобойные колодцы на этом участке или искусственно повышают шероховатость лотка, устанавливая на его дне шашки, пирсы и т. п. (см. рис. 11.15).

В последнее время в низконапорных грунтовых плотинах быстротоки, используемые для сброса паводковых вод, устраивают иногда в теле самой плотины, как это описано в гл. 10 (см. рис. 10.14 и 10.15).

Многоступенчатый перепад представляет собой канал, разделенный по длине на ряд участков, смещенных относительно друг друга по высоте, и может быть выполнен с водобойными колодцами или без них. В последнем случае длина ступеней должна быть такой, чтобы струя, падающая с вышележащей ступени, попадала на площадку нижеследующей ступени, на которой и происходит частичное гашение энергии воды. Для этого необходимо, чтобы длина каждой ступени была не менее двойной высоты перепада между ступенями (рис. 12.7). Для улучшения гашения энергии воды иногда ступени выполняют с обратным уклоном, но чаще на конце ступени устраивают порог, создавая таким образом многоступенчатый перепад из водобойных колодцев (рис. 12.8). При проектировании многоступенчатого перепада полную высоту перепада H делят на n сту-

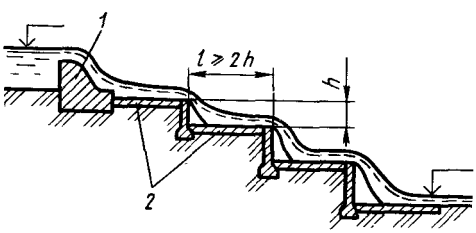


Рис. 12.7. Схема многоступенчатого перепада без водобойных колодцев:
1 — водослив; *2* — ступени перепада

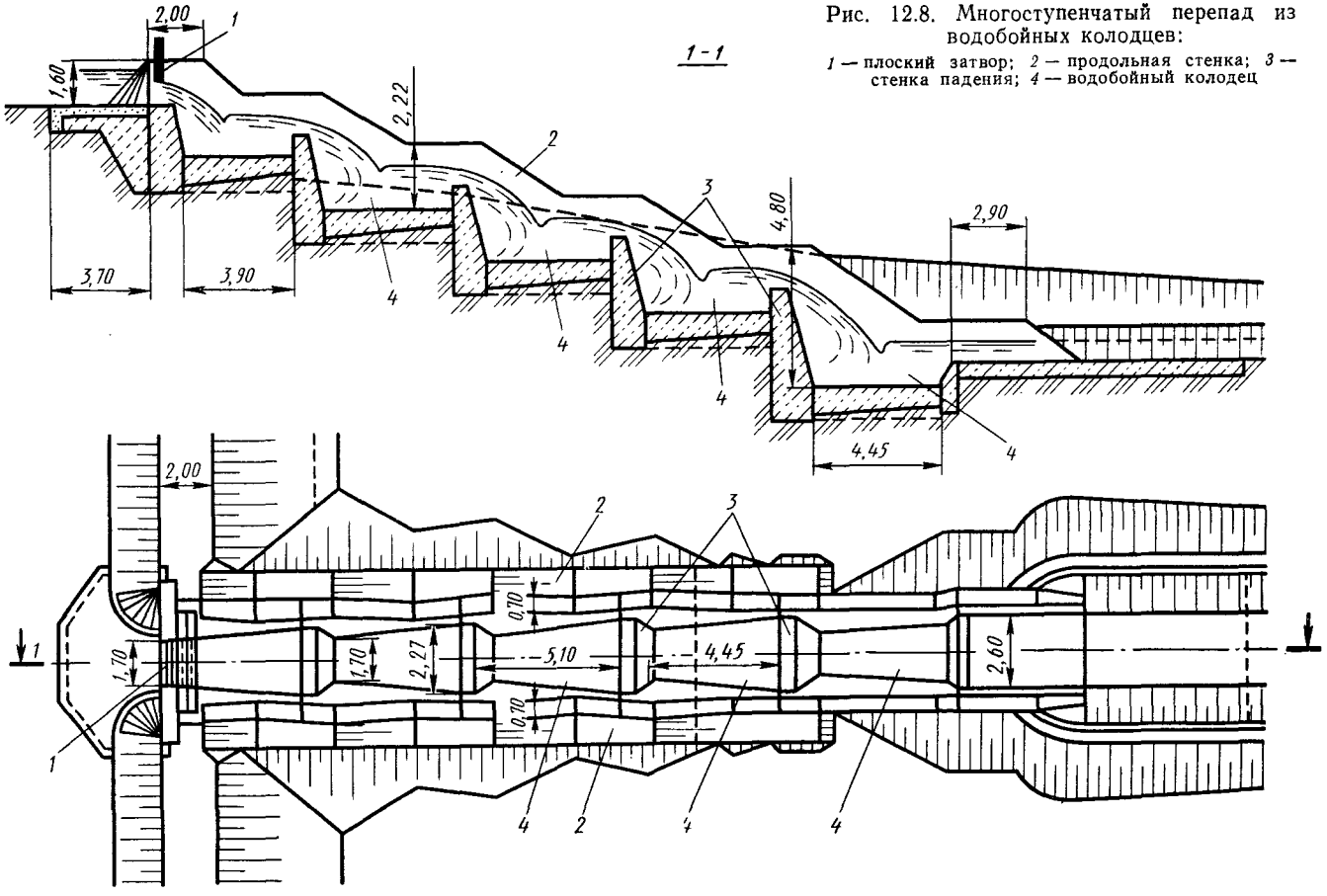


Рис. 12.8. Многоступенчатый перепад из водобойных колодцев:

1 — плоский затвор; *2* — продольная стенка; *3* — стенка падения; *4* — водобойный колодец

пеней с перепадом высоты на каждой $h = H/n$. Наиболее часто величину h назначают в пределах 2...4 м. Выбор ее производят на основании технико-экономического сравнения вариантов. Скорости течения воды в многоступенчатом перепаде не должны превышать 2...4 м/с.

Многоступенчатый перепад может быть выполнен с вертикальными (рис. 12.8) или с наклонными стенками падения (рис. 12.9). Вертикальные стенки падения и боковые стенки являются подпорными, и их рассчитывают на давление грунта. Наклонные стенки и днищевые плиты подвергают воздействию фильтрационного по-

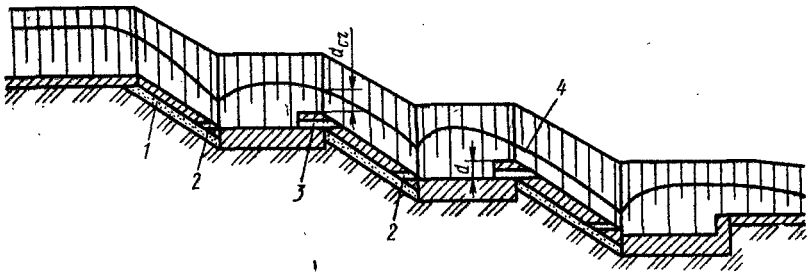


Рис. 12.9. Многоступенчатый перепад с наклонными стенками:
d — глубина колодца; d_{cr} — критическая глубина; *1* — обратный фильтр; *2* — труба для отвода воды из обратного фильтра; *3* — труба для сброса воды из колодца; *4* — поверхность воды

тока и проверяют на выпор от фильтрационного давления; для его снижения иногда вдоль перепада устраивают дренаж.

На нескальных и полускальных грунтах продольные и поперечные стенки обычно отделяют от водобойных плит водонепроницаемыми швами, что обеспечивает возможность их независимой осадки. Ориентировочно толщину плит и стен в зависимости от свойств грунта и высоты колодцев назначают в пределах: водобойной плиты — 0,5 ... 1,0 м; водобойной и продольной стенок — соответственно 0,3 ... 0,7 и 0,5 ... 0,7 м по верху, 1,0 ... 2,0 и 1,2 ... 2,0 м по низу.

В скальных породах выполняют выравнивающую облицовку толщиной 0,3 ... 0,4 м.

Размеры колодцев определяют из условия полного гашения энергии потока на основании гидравлических расчетов.

В случае большого числа одинаковых ступеней перепада гидравлическому расчету подлежат первая, последняя и одна из промежуточных ступеней. Первая ступень отличается от последующих тем, что поток сходит, не имея перед падением ни водобойного колодца, ни порога (водослива), а последняя — тем, что глубина в нижнем бьефе зависит от местных условий и может быть столь значительной, что прыжок в нижнем бьефе будет затопленным и устройство водобойного колодца окажется ненужным.

Сравнивая рассмотренные выше сопрягающие сооружения — быстроток и многоступенчатый перепад, — следует отметить, что выбор наиболее целесообразного из них в каждом отдельном случае должен производиться на основании технико-экономического сравнения рассматриваемых вариантов. Наиболее часто быстроток оказывается более предпочтительным по своим экономическим показателям. Многоступенчатые перепады применяют при сравнительно крутых уклонах местности и удельных расходах до 15 м³/с. Повороты одной ступени перепада относительно другой, если это необходимо, делают, скашивая пороги в плане. В отдельных случаях при неравномерных уклонах местности возможна комбинация из обоих типов этих сооружений.

12.2. ВОДОСПУСКИ

Водоспуски, устраиваемые при плотинах из грунтовых материалов, по месту их расположения разделяют на два типа: береговые и в теле плотины. К первым из них относят туннельные и открытые водоспуски, ко вторым — трубчатые. Основными из них являются трубчатые и туннельные. Открытые водоспуски применяют редко. Конструктивно они аналогичны водосливным плотинам, рассмотренным в гл. 11.

Трубчатые водоспуски в гидроузлах, используемых для водоснабжения, обычно совмещают с водозаборами. Располагают их в пониженных местах речной долины (см. рис. 10.10) на плотных коренных породах. Такое расположение водоспуска позволяет обеспечить полное опорожнение водохранилища и пропуск строительных расходов. Плотные же грунты в основании этих сооружений обеспечивают минимальную их осадку. Конструктивно такой водоспуск выполняют из нескольких труб (не менее двух при совмещении с водозабором), укладываемых в железобетонной галерее. Укладку стальных труб непосредственно в грунте основания или теле плотины производят в очень редких случаях в небольших сооружениях.

Для управления затворами, устанавливаемыми обычно в начале и конце трубопроводов, сооружают башни или камеры; соответственно и водоспуски называют башенными (рис. 12.10) и безбашенными (рис. 12.11). Если в нижнем бьефе располагают насосную станцию, то трубы к ней направляют через колодец переключения (рис. 12.11). Сброс воды в нижний бьеф производят через колодец-гаситель.

В башенных водозаборах трубы с наружной стороны башни иногда закрывают специальными затворами-хлопушками, а также снабжают сороудерживающими решетками, защищающими трубопроводы от попадания в них плавающего мусора. Управление хлопушками и очистку сороудерживающих решеток осуществляют с балконов башен. В безбашенных водоспусках сороудерживающие решетки очищают водолазы. Башенные водоспуски, как более удоб-

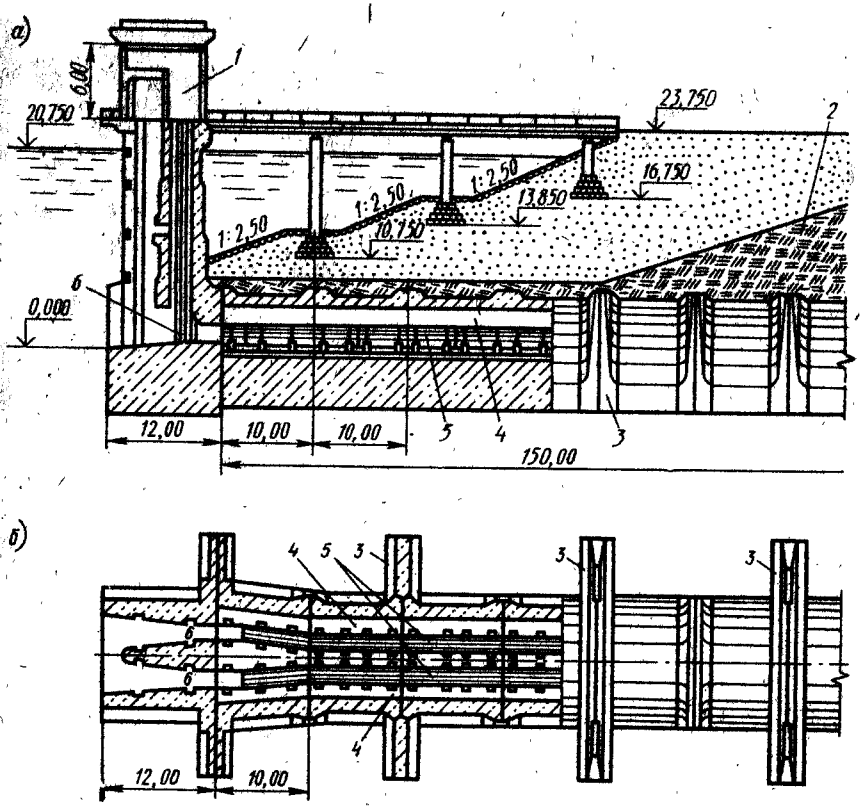


Рис. 12.10. Головная часть башениого водоспуска:

— вертикальный, по оси водоспуска; *б* — горизонтальиый разрез; *1* — башня; *2* — экран грунтовой плотины; *3* — диафрагмы; *4* — галерея; *5* — трубы; *6* — глубинные отверстия

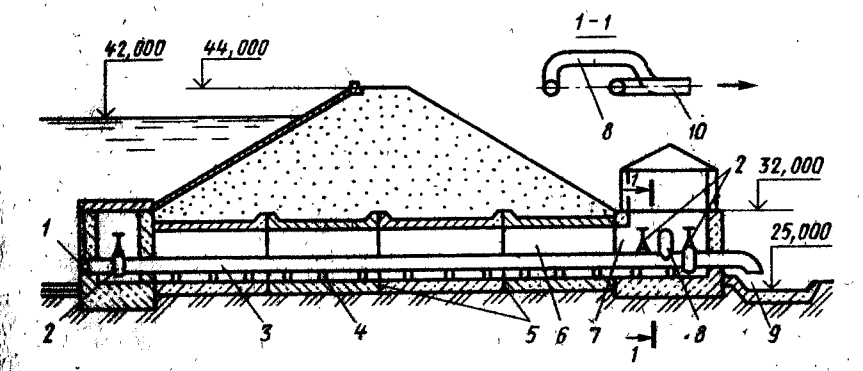


Рис. 12.11. Безбашенный водоспуск:

— решетка; *2* — задвижка; *3* — труба водоспуска-водосброса; *4* — опора трубопровода; *5* — температурно-осадочные швы железобетонной галереи; *6* — галерея; *7* — камера переключений; *8* — колено трубопровода; *9* — колодец-гаситель; *10* — к насосной станции

ные в эксплуатации, имеют большее распространение в практике строительства. Стальные трубы в галереях укладывают на специальных бетонных опорах, часто без закрепления труб на них. При этом предусматривается возможность изменения высоты опор в случае их неравномерной осадки. Галереи водоспусков, расположенных на сжимаемых грунтах, разрезают на секции температурно-осадочными швами. Длину секций обычно принимают не более 10 ... 15 м. Швы выполняют водонепроницаемыми. Схемы осадочных и противофильтрационных устройств приведены на рис. 12.12 и 12.13. Для возможности размещения шпонок и компенса-

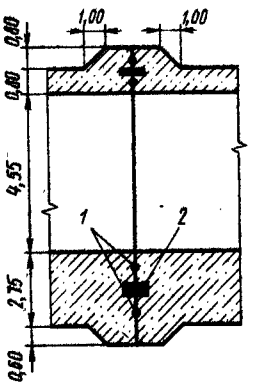


Рис. 12.12. Схема устройства температурно-осадочного шва железобетонной галереи:
1 — битумные шпонки; *2* — компенсатор

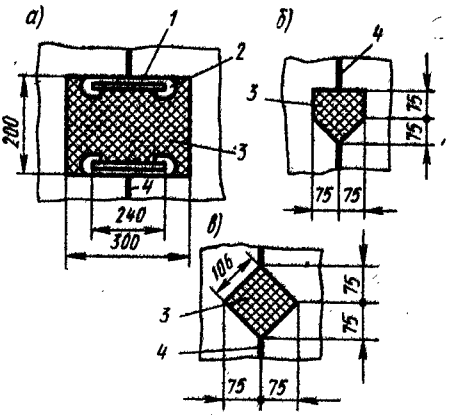


Рис. 12.13. Детали устройства стыков:
а — компенсатор; *б* — горизонтальная шпонка; *в* — вертикальная шпонка; *1* — оцинкованная сталь толщиной 3 мм; *2* — просмоленный войлок; *3* — битум; *4* — прокладка из двух слоев толя

торов галереи в местах стыков утолщают на 0,8 ... 1,0 м. На малосжимаемых скальных грунтах ограничиваются устройством только осадочных швов, заделываемых после прекращения осадочных явлеиий. Утолщение стен и динщ галерей в местах этих стыков не делают.

Внутренние размеры галерей определяют из условия укладки в них необходимого количества труб, их осмотра и ремонта, а также пропуска строительиых расходов (в период строительства до укладки труб). Поперечное сечение галерей выполняют расширяющимся книзу; свод очерчивают по параболе, эллипсу или кругу (рис. 12.14).

Башни водоспусков обычно выполняют круглого очертания в плане. Внутренний их размер принимают в зависимости от числа труб и размеров внутреннего оборудования. Обычно их диаметр

2,5...3,0 м. Толщину стен определяют расчетом. Иногда ее делают переменной, увеличивающейся с глубиной. Минимальная толщина стен 20 см.

Подходные участки к водоспускам выполняют в виде каналов, рассчитанных на пропуск строительных расходов. Дно и откосы каналов защищают от размыва их потоком воды бетонными плитами или наброской камня в зависимости от скорости течения.

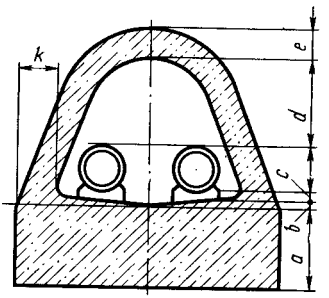


Рис. 12.14. Поперечное сечение безнапорной железобетонной галереи трубчатого водоспуска

Расчет площади сечения труб водоспусков, совмещенных с водозаборами, производят на пропуск расходов водопотребления или расходов, обеспечивающих предпаводковое опорожнение водохранилищ, определяемых по соответствующим нормам (см. выше). Расчетный диаметр d_{cal} определяют из формулы методом последовательных приближений или графически, поскольку μ зависит от d_{cal}:

$$Q_{cal}=\mu \frac{\pi d_{cal}^2}{4}\sqrt{2gH_m}, \qquad (12.1)$$

где Q_{cal} — расчетный расход, м^3/с; μ — коэффициент расхода системы; H_m — средний напор в системе, примерно равный $H/2$; H — напор на плотине, м.

Туннельные водоспуски по условиям работы аналогичны трубчатым, но отличаются тем, что прокладывают их в прочных, скальных породах. Роль галереи в этом случае отводится горной выработке (туннелю).

ГЛАВА 13

КАНАЛЫ

13.1. ФОРМЫ И РАЗМЕРЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ КАНАЛОВ

В системах водоснабжения каналы используют для подачи воды от ее источника к месту потребления. Примерами каналов для водоснабжения служат: канал Северский Донец — Донбасс (129 км), 30-километровый канал в системе гидротехнических сооружений канала им. Москвы и комплексного назначения — канал им. Москвы (128 км) и Северо-Крымский канал (400 км).

Каналы питьевого водоснабжения, где создание санитарных зон вдоль них затруднено, а также каналы промышленного водоснаб-

жения в пределах промышленных площадок нередко выполняют закрытыми или заменяют их трубопроводами.

Основными формами поперечного сечения каналов являются трапецеидальная (рис. 13.1, *а*) и прямоугольная (рис. 13.1, *б*). Последнюю применяют в скальных и твердых породах, а также когда каналы прокладывают в пределах населенных пунктов и промышленных объектов, особенно в случаях выполнения их закрытыми. Сравнительно редко применяют полукруглую (рис. 13.1, *в*), полигональную (рис. 13.1, *г*) и другие сложные формы сечения. Изготовление каналов таких форм затруднительно по производственным условиям.

Поперечные сечения каналов, проложенных в различных условиях, приведены на рис. 13.2.

В общем случае живое сечение канала стремятся разместить в неглубокой выемке (рис. 13.2, *а*), используя грунт из нее в ближайшие насыпи или складывая в кавальеры, т. е. отвалы, подошва которых должна быть удалена от бровки откоса на расстояние не менее 3 м (рис. 13.2, *г*). Устройства каналов в насыпи стараются избегать. Там же, где это необходимо, например при подходе к акведукам, их выполняют, как показано на рис. 13.2, *в*. Ширину дамб канала, фактически не отличающихся от земляных плотин, принимают по верху равной 2 м и более.

При прокладке каналов в глубоких выемках на их надводных откосах устраивают бермы шириной 1 ... 3 м, за которыми располагают кюветы для перехвата и отвода поверхностных вод (рис. 13.2). Из кюветов воду отводят под каналами по трубам или дюкерам в овраги, балки и др. Каналы для водоснабжения иногда устраивают в две нитки (рис. 13.2, *г*), каждую из которых рассчитывают (на случай ремонта) на полную пропускную способность.

Размеры поперечного сечения канала B, b, d (см. рис. 13.1), а иногда и его форму выбирают на основе гидравлических расчетов с учетом производственных условий и допустимых скоростей течения. При этом используют обычно формулы для равномерного движения воды.

В случае трапецеидального сечения канала при гидравлически наивыгоднейшем его сечении отношение ширины канала по дну b (м) к его глубине d (м) и гидравлический радиус R (м) соответственно равны

$$\beta = b/d = 2\left(\sqrt{1+m^2}-m\right); \qquad (13.1)$$

$$R = d/2. \qquad (13.2)$$

Тогда из формулы Шези $Q = AC\sqrt{RI}$ после ряда преобразований можно получить для определения глубины воды в канале d (м) гидравлически наивыгоднейшего сечения выражение

$$d = \frac{1{,}6Qn}{I^{0{,}5}\left(2\sqrt{1+m^2}-m\right)}, \qquad (13.3)$$

где A — площадь живого сечения, м^2; $C = R^y/n$, м$^{0{,}5}$/с; n — коэффициент шероховатости; I — гидравлический уклон; $m = \operatorname{ctg}\alpha$.

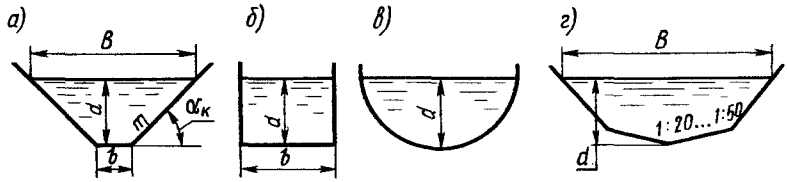


Рис. 13.1. Формы поперечных сечений каналов:
d — глубина воды в канале; *b* — ширина канала по дну; *B* — ширина канала по урезу

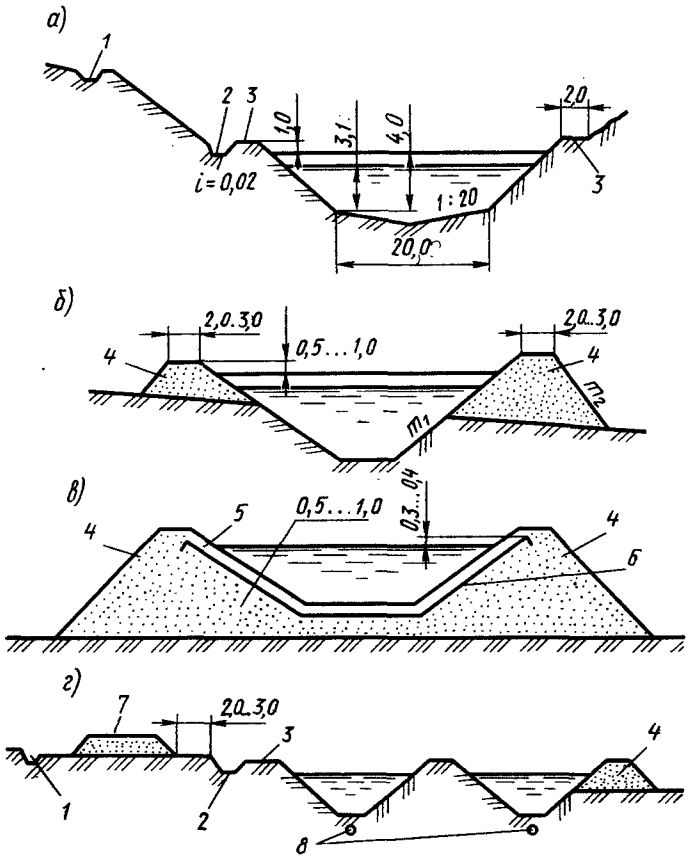


Рис. 13.2. Поперечное сечение каналов:
а — в выемке; *б* — в полувыемке-полунасыпи; *в* — в насыпи; *г* — водопроводный канал в две нитки; *1* — нагорная канава; *2* — кювет; *3* — берма; *4* — насыпь; *5* — слой грунта; *6* — противофильтрационная пленка; *7* — кавальер; *8* — дрены

Определив глубину канала d (м), из выражения (13.1) находят его ширину b.

Рекомендуемые значения заложения откосов каналов m из условия их устойчивости и значения β приведены ниже:

Ориентировочные значения заложения откосов каналов в выемках глубиной до 5 м [19]

Скала	0,1 ... 0,5
Галька и гравий с песком	1,25 ... 1,5
Глина, суглинок тяжелый и средний	1,0 ... 1,5
Суглинок легкий, супесь	1,25 ... 2,0
Песок крупный и среднезернистый	1,25 ... 2,25
Песок мелкозернистый	1,25 ... 2,5
Песок пылевидный	3,0 ... 3,5

Значения β *для каналов с гидравлически наивыгоднейшим сечением трапецеидальной формы в зависимости от заложения его откосов*

m	0	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
β	2,5	1,56	1,24	0,83	0,61	0,47	0,85	0,325	0,250

На выбор величины β, кроме того, влияют условия незаиляемости и неразмываемости русла канала, а также условия его зимней эксплуатации.

Следует, однако, иметь в виду, что гидравлически наивыгоднейшее сечение канала не всегда целесообразно по производственным условиям, ибо ширина таких каналов по дну обычно получается достаточно малой, что затрудняет использование современных механизмов. В этом случае, задаваясь необходимой шириной канала b_{min} по производственным условиям (обычно не менее 1,5... 2,0 м), по формуле (13.1) определяют его глубину.

При комплексном назначении канала, определяя его сечение, учитывают и интересы соответствующих отраслей народного хозяйства.

После определения площади поперечного сечения канала производят его проверку на допускаемые скорости течения.

13.2. СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ В КАНАЛАХ

Скорости течения воды в каналах в общем случае должны быть такими, при которых отсутствовали бы размывы дна и откосов канала, его заиление и зарастание.

Наибольшую скорость течения воды в канале, при которой отсутствует размыв дна и откосов канала или его облицовок, называют *неразмывающей скоростью*. Процесс размыва грунтового ложа канала является достаточно сложным и зависит от крупности частиц грунтов, слагающих его ложе, их плотности, связности, глубины потока, распределения скоростей течения по сечению канала, шероховатости ложа и т. п. Оценить влияние всех этих факторов весьма сложно, в связи с чем до настоящего времени определение как неразмывающих, так и незаиляющих скоростей производят доста-

точно приближенно. На это влияет также и то, что при гидравлических расчетах каналов обычно оперируют понятием о средних скоростях течения воды.

Для определения неразмывающих скоростей существуют как чисто эмпирические формулы, так и формулы, имеющие некоторые теоретическое обоснование.

К первой группе формул относится, например, формула, предложенная Б. И. Студеничниковым:

$$V_{nv}=3{,}6\,(d d_m)^{0{,}25}, \qquad (13.4)$$

где V_{nv} — средняя неразмывающая скорость в каналах, проложенных в относительно неоднородных грунтах; $d_{10}/d_m=0{,}2\ldots0{,}3$ м/с; d_m — средняя крупность частиц грунта, м.

Получаемые по (13.4) неразмывающие скорости при глубине воды в канале, например, $d=5{,}0$ м равны: при $d_m=0{,}1\ldots1{,}0$ мм $V_{nv}=0{,}3\ldots0{,}96$ м/с; при $d_m=1\ldots10$ мм $V_{nv}=0{,}54\ldots1{,}7$ м/с и при $d_m=10\ldots100$ мм $V_{nv}=0{,}96\ldots3{,}6$ м/с.

Если ложе канала сложено сравнительно однородным плотным несвязным грунтом $d_{10}/d_m\approx0{,}67$, то значения средних скоростей, вычисленные по формуле (13.4), увеличивают в 1,3 раза, а для каналов, проложенных в рыхлых грунтах, понижают в 0,85 раза.

При наличии в потоке, проходящем по каналу, взвешенных наносов расчетную неразмывающую скорость потока можно увеличить, умножая полученные по (13.4) ее значения на эмпирический коэффициент $\sqrt[3]{1+3S^{2/3}}$, предложенный Б. И. Студеничниковым (S — мутность потока, кг/м³).

К числу формул, имеющих теоретическое обоснование, относится формула, полученная Ц. Е. Мирцхулавой на основании анализа условия равновесия сил, действующих со стороны турбулентного потока на неровности поверхности ложа канала, и сил сопротивления сдвигу и вырыву отдельной частицы из общей массы грунта с учетом усталостных явлений в грунте. Для использования этой формулы требуются достаточно полные данные о структуре потока и свойствах грунта ложа канала.

Полученные по этой формуле неразмывающие скорости потока для каналов, проложенных в связных грунтах, в зависимости от глубины воды в канале, удельного сцепления грунта и содержания в нем легкорастворимых солей приведены в [16]. Там же приведены и значения неразмывающих скоростей для каналов, проложенных в скальных грунтах, которые зависят от глубины потока и временного сопротивления грунтов сжатию в состоянии полного водонасыщения, а также данные по неразмывающим скоростям для различных облицовок.

Незаиляющей скоростью потока называют такую скорость, при которой не происходит оседания частиц грунта, влекомых потоком во взвешенном состоянии. Последние поступают в канал из источника, снабжающего канал водой, или в результате размыва ло-

жа канала на отдельных его участках. Средняя незаиляющая скорость потока может быть определена по формуле И. И. Леви:

$$V_n = 0{,}1\frac{w}{\sqrt{d_m}}\sqrt[4]{\frac{p}{0{,}01}}\left(\frac{0{,}0225}{n}\right)R^{0{,}5}, \qquad (13.5)$$

где w — гидравлическая крупность частиц взвешенных наносов диаметром d_m, мм/с; d_m — средний диаметр преобладающих частиц взвешенных наносов, мм; p — процент содержания (по массе) взвешенных наносов размером более 0,25 мм; n — коэффициент шероховатости русла; R — гидравлический радиус сечения канала, м.

Некоторые авторы считают, что представление о незаиляющей скорости более надежно можно получить исходя из понятия о транспортирующей способности потока (см. гл. 5).

Зарастание каналов водолюбивой растительностью (тростником, камышом, осокой и др.) наблюдается в основном у берегов, где глубины невелики. Каналы глубиной менее 2,0 м могут зарастать по всему профилю. Интенсивность зарастания зависит от климатических и прежде всего температурных условий. Зарастание, как и заиление, снижает пропускную способность канала, в связи с чем оно не может быть допущено. Считается, что при скорости течения в канале больше 0,5...0,6 м/с зарастания не происходит. С зарастанием каналов борются и другими методами: путем очистки каналов специальными механическими устройствами, использования для крепления откосов каналов новых материалов, на которых организмы жить не могут (например, полиэтиленовых пленок), заселения каналов травоядными рыбами (толстолобиком, белым амуром) и т. д.

13.3. ЗИМНИЙ РЕЖИМ КАНАЛОВ

При работе каналов в зимний период в них может образовываться внутриводный (шуга), донный и поверхностный лед. Поверхностный и донный лед уменьшает живое сечение канала, а также увеличивает сопротивление движению воды за счет трения ее о лед. Уменьшение площади живого сечения канала учитывают, принимая погружение ледяного покрова в воду в среднем на $0{,}9t_i$, а возросшее сопротивление движению воды — введением средневзвешенного коэффициента шероховатости n_{ml} водовода, который может быть определен по данным, приведенным в [16], или по формуле У. С. Рось:

$$n_{ml} = \frac{\chi_s n_s + \chi_i n_i}{\chi_s + \chi_i}, \qquad (13.6)$$

где n_s и n_i — соответственно коэффициенты шероховатости русла и нижней поверхности льда (см. табл. 13.1), а χ_s и χ_i — смоченные периметры русла и ледяного покрова.

Таблица 13.1. **Коэффициенты шероховатости ледяного покрова**

Средние скорости в момент льдообразования, м/с	Средние значения	
	при отсутствии шуги	при наличии шуги
0,4 . . . 0,6	0,01 . . . 0,012	0,016 . . . 0,018
>0,6	0,014 . . . 0,017	0,017 . . . 0,02

Если канал водоснабжения рассчитывают на равномерный расход воды в течение года, то в зимнее время поддерживают уровень воды в нем на 0,4 ... 0,6 м выше расчетного уровня в летнее время.

При больших скоростях течения воды в канале ледяной покров в нем может и не образоваться. Опыт показывает, что поверхностный лед не образуется при скоростях течения воды $v>2$ м/с, а при $v>1{,}2$ м/с, если он и появляется, размывается потоком. Лед может не образовываться и в том случае, когда вода в канал поступает из водохранилища значительных размеров, в котором температура воды зимой снижается медленно, а канал недостаточно длинный для того, чтобы вода в нем успела охладиться до температуры, близкой к 0°С.

В общем случае, как показывает опыт, при средних климатических условиях в канале, не имеющем сооружений, создающих значительные циркуляции в потоке, лед образуется при $v\leqslant 0{,}5$ м/с, а при наличии таковых — при $v\leqslant 0{,}4$ м/с.

Установившийся ледовый покров в водопроводном канале из-за его обычно небольшой ширины оказывает значительное воздействие на откосы и облицовку канала вследствие примерзания к ним льда. Поэтому необходимо укладывать в зоне воздействия льда достаточно прочную облицовку (например, железобетонные плиты).

Шуга в канале может появиться в результате переохлаждения воды в самом канале или при поступлении шуги из водоисточника. Наличие шуги в канале в любом случае нежелательно, так как она забивает решетки насосных станций, а также, что еще более опасно, отверстия дюкеров и других аналогичных сооружений. Борьбу с шугой легче всего вести, образовав в канале ледяной покров путем временного снижения скоростей течения воды в нем или углубления канала перед сооружениями. Против обмерзания решеток используют обычно их электрообогрев.

13.4. ПОТЕРИ ВОДЫ ИЗ КАНАЛОВ И БОРЬБА С НИМИ

В открытых каналах вода теряется на испарение в атмосферу, на фильтрацию в грунт русла и через сооружения на каналах. Потери на испарение относительно невелики и зависят от климатических условий и площади зеркала канала A (м^2). Их значение, отнесенное к единице поверхности зеркала канала, составляет $z=300 \ldots 800$ мм в год. Полные же потери будут равны $W=zA$ (м^3).

Для уменьшения этих потерь, особенно в южных районах СССР, вдоль каналов целесообразно делать лесные посадки шириной 10 ... 15 м.

Потери воды на фильтрацию через сооружения конструктивными мероприятиями можно свести до минимума, так что они окажутся ничтожными. Наиболее значительными являются потери воды на фильтрацию в грунт русла канала, достигающего иногда 50 ... 60% от расхода воды в канале. Это ведет к увеличению стоимости канала, так как его приходится выполнять большего сечения для обеспечения пропуска расхода больше расчетного. Кроме того, повышенная фильтрация может привести к насыщению водой грунта вокруг канала, вызывая при этом подъем уровня грунтовых вод, а иногда и потерю устойчивости облицовок внутренних и наружных откосов дамб канала. Особенно опасна фильтрация при расположении канала на косогоре (рис. 13.2, *б*), так как при неблагоприятных геологических условиях она может вызвать оползни. Подъем грунтовых вод в ряде случаев может привести к подтоплению и заболачиванию территории.

При решении вопросов, связанных с фильтрацией воды из каналов, необходимо определить потери воды на фильтрацию, подъем уровня грунтовых вод в местности, прилегающей к каналу, и в случае необходимости разработать мероприятия по уменьшению потерь на фильтрацию и систему дренирования прилегающих к каналу территорий.

Фильтрационные потоки из каналов подразделяют на два типа: неподпертый поток, т. е. поток, не взаимодействующий с естественным грунтовым потоком, и поток подпертый, взаимодействующий с последним. Первый тип фильтрационного потока, как правило, со временем переходит во второй.

В простейшем случае при расчете фильтрации из канала без экрана в однородном грунте при бесконечной глубине залегания уровня грунтовых вод, удельный фильтрационный расход (м³/с) может быть определен по формуле В. В. Ведерникова:

$$q_{фл} = k(B + Ad)\left(1 + \frac{d + h_c}{y}\right), \qquad (13.7)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта, м³/с; B — ширина канала по урезу воды, м, A — коэффициент, учитывающий боковое растекание потока (табл. 13.2); d — глубина воды в канале, м; h_c — высота капиллярного поднятия воды в грунте, м; y — глубина промачивания грунта, м.

Полный фильтрационный расход воды из канала (м³/с) будет равен $Q_{фл} = q_{фл} l$, где l — длина канала, м.

Используя теоретические методы решения фильтрационных задач, следует иметь в виду, что на практике геологические условия нередко оказываются более сложными, чем те, которые были приняты при разработке теоретических решений, что делает их в этих случаях недостаточно надежными. Поэтому нередко для прогноза

Таблица 13.2. **Значения коэффициента *A***

Заложение откоса *m*	Значения *A* при *B*/*d*, равном			Заложение откоса *m*	Значения *A* при *B*/*d*, равном		
	5	10	15		5	10	15
1,0	3	3,6	4,0	2,0	2,1	2,9	3,3
1,5	2,5	3,2	3,6	2,5	1,7	2,6	3,1

потерь на фильтрацию используют различные эмирические формулы или рекомендации, полученные на основании опыта эксплуатации каналов. Так, данные наблюдений за каналами показывают, что фильтрационные потери из крупных каналов ($Q = 30 \ldots 100$ м^3/с), проходящих в среднепроницаемых грунтах, составляют 0,2 ... 0,5% от расхода на 1 км длины канала, а для небольших каналов ($Q = 1 \ldots 50$ м^3/с) — 3 ... 4%.

Так как фильтрационные потери в каналах иногда могут быть значительными, особенно если каналы проложены в легкопроницаемых грунтах, то для их уменьшения проводят специальные мероприятия. К ним относятся кольматаж, искусственное уплотнение грунтов, их осолонение или оглеение, а также нефтевание русла канала.

Кольматаж представляет собой процесс уменьшения пористости грунта в результате заполнения его пор глинистыми частицами, вносимыми в поры грунта фильтрующей водой. Если поток воды, протекающий по каналу, содержит такие мелкие взвешенные частицы, то этот процесс идет естественным путем. В противном случае глинистые или илистые частицы вводятся в поток искусственно. Кольматаж эффективен в песчаных и супесчаных грунтах.

Искусственное уплотнение грунтов путем их укатки или трамбованием значительно снижает фильтрационные потери — иногда в несколько десятков раз. Так, при уменьшении пористости песка на 5 ... 6% в слое толщиной 25 см коэффициент фильтрации уменьшается в два раза. Однако длительность противофильтрационного эффекта в этом случае до настоящего времени не установлена.

Осолонение грунта (глинистого) производят путем поливки предварительно разрыхленной поверхности откосов и дна канала раствором хлористого натрия (3 ... 5 кг/м^2) с последующей укаткой и отсыпкой защитного слоя из песка толщиной в несколько сантиметров. При этом потери на фильтрацию снижаются примерно в 10 раз. Эффект осолонения сохраняется несколько лет, после чего необходимо повторить весь процесс. Кроме того, при этом способе закрепления грунта уменьшается устойчивость откосов.

Искусственное оглеение грунта заключается в создании условий для образования так называемого глея — слоя почвы, формирующегося в результате жизнедеятельности анаэробных бактерий, ока-

зывающих восстановительное влияние на среду обитания. При этом будут восстанавливаться как минеральные оксидные соединения, так и органические. При рассматриваемом способе борьбы с фильтрацией органические вещества вносятся в виде соломы, камыша, укладываемых на откосы и дно канала под слой грунта. В результате образовавшиеся при восстановлении органических соединений газы, растворимые вещества, спирты, кислоты и другие компоненты перемещаются фильтрационным потоком в глубь грунта и водонепроницаемый слой увеличивается в течение нескольких лет в 4 ... 5 раз. Коэффициент фильтрации при этом снижается в десятки и сотни раз. Этот способ дает хорошие результаты в южных районах, где процесс оглеения происходит наиболее полно и быстро.

Нефтевание ложа канала заключается в обработке грунта нефтью, иногда с добавлением известкового молока. На 1 м^2 поверхности канала расходуют 4 ... 15 кг нефти и 5 ... 8 кг известкового молока. Для сохранения водонепроницаемости грунта через несколько лет такую обработку повторяют.

Из перечисленных способов борьбы с фильтрацией наиболее широкое распространение имеют кольматаж и уплотнение грунта.

13.5. ОБЛИЦОВКА КАНАЛОВ

Основным назначением облицовок* каналов является защита откосов и дна каналов от разрушения их течением, волнами, льдом и плавающими предметами, а также уменьшение потерь воды на фильтрацию. Исходя из этого, облицовки подразделяют на два типа: защитные и противофильтрационные. К первому типу облицовок относят облицовки из камня, бетона и железобетона, ко второму — экраны из грунтовых материалов (глины, торфа и т. п.) и полимерных пленок, асфальтобетонные, битумные, бетонные и железобетонные покрытия. Такая классификация облицовок достаточно условна, так как некоторые из указанных материалов могут выполнять обе эти задачи.

Облицовку из каменных материалов выполняют в виде отсыпки из камня или щебня, наброски из камня (рис. 13.3, *а*), а также наброски каменного материала в железобетонных ящиках без дна. Ранее применяли мощение из камня (одиночного или двойного) по слою щебня, однако в последнее время из-за большой трудоемкости работ этот тип крепления используют очень редко.

Отсыпку из гравия или щебня применяют в каналах с заложением откосов $m=2 \ldots 4$ для защиты откосов и дна от размыва течением и небольшими волнами. Для отсыпки используют гравий крупностью 20 ... 40 мм, а щебень — 40 ... 70 мм. Толщина слоя отсыпки 15 ... 20 см. На откосы, сложенные суффозионными грунтами, гравий и щебень отсыпают по слою крупнозернистого песка 10 ... 15 см.

* Часто вместо термина «облицовка» используют термины «покрытие», «крепление», «одежда».

Каменную наброску применяют, как правило, на крупных каналах. Толщина слоя наброски должна быть не менее трех диаметров камня, приведенного к шару. Размер камня определяют расчетом [15]. Камень набрасывают по подготовке из щебня слоем 15... 20 см.

Наброску в железобетонных ящиках применяют в тех случаях, когда имеющийся на месте камень или щебень непригодны по крупности для обычной наброски. Размер ящиков и высота их стен зависят от крутизны откосов и применяемого материала.

Бетонные и железобетонные покрытия на водопроводных каналах являются наиболее распространенным видом облицовки. Они позволяют защитить ложе канала от размыва его течением и волнами и от разрушения льдом, уменьшить площадь живого сечения канала, поскольку снижается коэффициент шероховатости его ложа и при надлежащей заделке швов уменьшить потери воды на фильтрацию. Для повышения водонепроницаемости этих покрытий иногда под ними укладывают полиэтиленовую пленку толщиной 0,5...0,6 мм по подготовке из тщательно спланированного слоя мелкозернистого грунта толщиной 0,10 ... 0,15 см. Швы пленки склеивают или сваривают. Иногда бетонные покрытия защищают 1...2 слоями цементной или торкретной штукатурки.

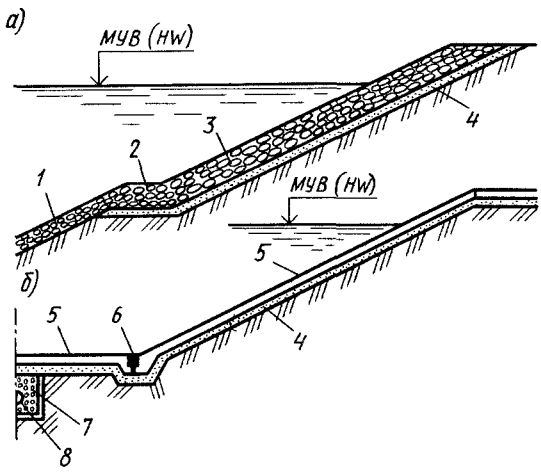


Рис. 13.3. Облицовка откосов канала:

а — из камня; *б* — из бетонных или железобетонных плит; *1* — облегченная наброска из камня или щебня и гравия; *2* — упорная призма; *3* — наброска камня; *4* — гравийно-щебеночная подготовка, или обратный фильтр; *5* — бетонное или железобетонное покрытие; *6* — деревянный брус; *7* — обратный фильтр; *8* — дрена

Бетонные покрытия укладывают непосредственно на тщательно спланированный грунт или на дренирующую подготовку толщиной 0,10 ... 0,15 м из щебня, гравия или крупнозернистого песка. В каналах, проложенных в глинистых грунтах, подверженных пучению, толщину дренирующего слоя увеличивают до 0,25 ... 0,5 м. Под каналами питьевого водоснабжения для исключения поступления в них грунтовых вод, способных загрязнить воду в канале, устраивают дренаж из керамических, бетонных, железобетонных или асбестоцементных перфорированных труб, окруженных обратным фильтром. Грунтовые воды по трубам стекают к поперечным

выпускам, устраиваемым вдоль канала через 100 ... 200 м. При наличии дренажа днище канала выполняют разборным.

Бетонные покрытия применяют на достаточно прочных и устойчивых грунтах, железобетонные могут быть применены и на легкодеформирующихся, водонеустойчивых грунтах (пучинистых и лёссовых). Железобетонные облицовки по сравнению с бетонными обладают большей прочностью, в связи с чем их часто применяют в наиболее опасных местах, например в зоне воздействия льда. Толщину облицовок определяют расчетом; она обычно колеблется в пределах 0,1 ... 0,2 м для бетонных и 0,07 ... 0,15 м для железобетонных.

В зависимости от способа производства работ облицовки этого вида подразделяют на монолитные и сборные. Монолитные облицовки выполняют на месте, укладывая бетон непосредственно на дно и откосы канала. Сборные облицовки собирают из плит заводского изготовления, укладываемых на дренажную подготовку. Преимущество сборных покрытий заключается в более высоком качестве бетона плит заводского изготовления, недостаток — в большом количестве швов. Поэтому обычно рекомендуется изготовлять плиты возможно большего размера. Температурно-осадочные швы между плитами при бетонировании их на месте устраивают в основном поперечные через 8 ... 10 м вдоль канала. Продольные швы нежелательны, но выполняют их обязательно при устройстве под дном канала дренажа (рис. 13.3, *б*).

Грунтовые облицовки (экраны) выполняют по типу экранов земляных плотин, но меньшей толщины: на дне канала — 0,3 ... 0,6 м, а на откосах — 0,4 ... 0,8 м. Сверху экраны защищают слоем щебня толщиной 0,15 ... 0,30 м. Если возможно промерзание экранов, то защитный слой утолщают. Для защиты от разрушения волнами или льдом по слою щебня устраивают более мощное крепление (каменная наброска, бетонные плиты и др.). Иногда выполняют экраны из смеси грунта с бетоном толщиной 6 ... 12 см или из чистого бетона толщиной 2,5 ... 5 см. Применяют грунтовые экраны на откосах с заложением не менее $m=2 \ldots 2{,}5$.

Экраны из полимерных пленок (полиэтиленовых или поливинилхлоридных) в настоящее время получают широкое применение. При их выполнении пленку толщиной не менее 0,2 мм укладывают по хорошо спланированному ложу канала, предварительно обработанному гербицидами. Швы пленки склеивают или сваривают внахлест. По верху пленки укладывают защитный слой из грунта толщиной не менее 0,5 м. Верхний край пленки заанкеривают в траншею, расположенную на бровке (см. рис. 13.2, *в*). В связи с малым коэффициентом трения между грунтом и пленкой такие экраны могут быть выполнены на откосах с заложением $m=3$ и более пологих.

Асфальтобетонные облицовки выполняют на откосах с заложением $m \geqslant 2$ в виде слоя асфальтобетона, уложенного по подготовке из щебня или гравия. Толщину слоя назначают с учетом разме-

ров канала в пределах 5...8 см. При сдаче канала в эксплуатацию асфальтобетон покрывают горячим битумом с добавкой коротковолокнистого асбеста для повышения его водонепроницаемости. Асфальтобетонные покрытия обладают высокой прочностью и водонепроницаемостью, большой эластичностью, в связи с чем при деформациях дна и откосов канала в облицовке не образуется трещин. Недостатком облицовки этого вида является пробиваемость ее растениями. Для устранения этого при выполнении облицовок необходима обработка грунтов гербицидами, а в ряде случаев и укладка облицовки по подготовке из бетона толщиной 5 см.

13.6. ТРАССА КАНАЛА

Выбор трассы канала, т. е. планового расположения его оси на местности, производят исходя из условия, чтобы при допустимых уклонах, скоростях течения, заложениях откосов русла канала, радиусов его закруглений и заданной пропускной способности стоимость канала была наименьшей. Желательно, чтобы общее направление канала в плане было прямолинейным от его начала и до конца. Однако местные условия нередко заставляют отходить от этого. С целью уменьшения объема работ приходится огибать места резкого повышения и понижения местности, участки на крутых косогорах и оползневые районы. Для уменьшения фильтрационных потерь воды из канала стремятся прокладывать его в выемке или полувыемке-полунасыпи; с этой же целью его располагают в устойчивых и малопроницаемых для воды грунтах. Необходимость организации санитарной зоны вокруг каналов питьевого водоснабжения вынуждает при их трассировке избегать населенных пунктов.

При выборе трассы вначале определяют средний уклон канала. Если скорости в нем при этом уклоне отличаются от допустимых (больше, например, неразмывающих или меньше заиляющих и т. п.), канал разбивают на участки с различными уклонами и в наиболее удобных местах намечают сопрягающие сооружения — перепады, быстротоки при понижении местности или насосные станции для подъема воды на более высокие отметки. При этом стремятся к тому, чтобы этих сооружений на канале было как можно меньше. Уклоны канала по отдельным его участкам выбирают, обеспечивая допускаемые скорости течения, т. е. $V_{adm}=\sqrt{iC^2R}$, где i — продольный уклон канала; V_{adm} — допускаемая скорость, м/с; C — коэффициент Шези; R — гидравлический радиус, м. Обычно уклоны каналов принимают в пределах $i=0{,}001...0{,}002$.

Отдельные участки каналов, имеющие различные направления, сопрягают криволинейными вставками. Их радиус во избежание излишних потерь напора, местного увеличения скоростей (у вогнутых берегов) и ледовых заторов в зимний период работы канала принимают не менее 5-кратной его ширины по урезу.

Рассмотрев ряд вариантов трассы канала, окончательный ее выбор производят на основании технико-экономического сравнения.

13.7. СООРУЖЕНИЯ НА КАНАЛАХ

Сооружения на каналах подразделяют на общие, встречающиеся на каналах любого назначения, и специальные, возводимые на каналах целевого назначения. Ниже рассматриваются сооружения, устраиваемые на каналах водоснабжения, за исключением тех, которые изучаются в специальных курсах (насосные станции, водоприемники и др.). К таким сооружениям относят: 1) сопрягающие сооружения — быстротоки и перепады, возводимые на участках с резким понижением дна канала; 2) акведуки или мосты-каналы, служащие для пропуска воды над препятствием в виде водотоков, суходолов и дорог; 3) сооружения для пропуска воды под руслами рек, под дорогами и др., а также для пропуска под каналом ручьев, рек и дорог — дюкеры, ливневые трубы и туннели; 4) сооружения, используемые для регулирования уровня воды в канале (его опорожнения и отключения отдельных участков канала), — регуляторы-переключатели, водосбросы и водоспуски; 5) сооружения, необходимые для регулирования уровня воды в конце канала у водоприемника, — регулирующие бассейны: 6) гидротехнические туннели — водопроводящие сооружения, устраиваемые при резком повышении местности, когда открытая прокладка каналов оказывается экономически нецелесообразной.

Сопрягающие сооружения по своим конструктивным решениям и гидравлическому расчету обычно не отличаются от аналогичных со-

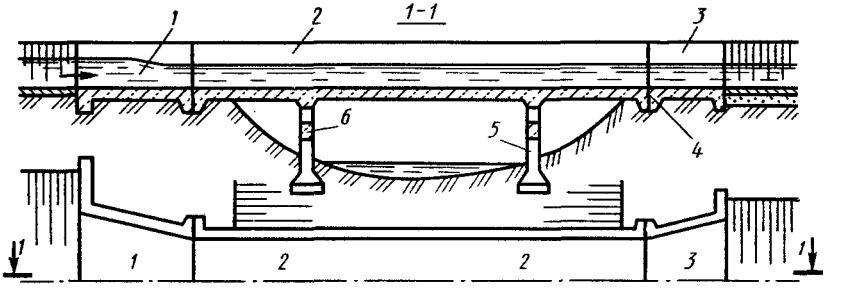


Рис. 13.4. Акведук:
1, 3 — соответственно входной и выходной оголовки, *2* — лоток; *4* — деформационный шов; *5* — опорные рамы; *6* — сеченне стойки рамы

оружений, рассмотренных в гл. 12. Следует лишь отметить, что выходная часть этих сооружений должна иметь ту же ширину, что и канал, следующий за ними.

Акведуки (рис. 13.4) выполняют из монолитного, сборно-монолитного или сборного железобетона. Реже они бывают металлическими. Недостатками последних являются большой расход металла и быстрая его коррозия, что ограничивает их применение. По своим конструктивным особенностям акведуки подразделяют на два типа. В первом из них лоток, по которому протекает поток, не является

несущим, и вся нагрузка от него передается на пролетное строение. Во втором — сам лоток является элементом пролетного строения. Сооружения второго типа при малых пролетах между опорами в ряде случаев оказываются более экономичными. При значительных пролетах между опорами и выполнении акведуков из сборного железобетона или арочной конструкции их возводят преимущественно по первой схеме.

Акведук и подходы к нему располагают под прямым углом к препятствию (рис. 13.4), что наиболее целесообразно, и лишь в том случае, когда это невозможно, допускается устраивать подходы криволинейного очертания в плане. Радиус закругления R принимают не менее пяти ширин акведука. При этом входной и выходной участки должны быть прямолинейными на длине не менее R.

Живое сечение акведука может быть менее расчетного сечения канала, что достигается путем увеличения уклона дна лотка акведука. Сопряжение акведука с каналом делают плавным и постепенным. Возвышение стенок акведука над максимальным уровнем воды в нем назначают в зависимости от максимального расхода в пределах 0,1 ... 0,4 м.

Нижняя часть пролетного строения акведука, расположенного над несудоходным водотоком, должна возвышаться над максимальным расчетным уровнем в водотоке не менее чем на 0,5 м. Через каждые 30 ... 40 м акведук разделяют на секции деформационными швами. Для обеспечения возможности отключения акведука от канала на его входе и выходе устраивают пазы для шандоров.

При проектировании акведуков особое внимание должно уделяться изоляции лотка и его сопряжениям с конструкцией моста и руслом канала.

Дюкеры (рис. 13.5) устраивают при пересечении каналами рек, ручьев, оврагов, когда их взаиморасположение таково, что невоз-

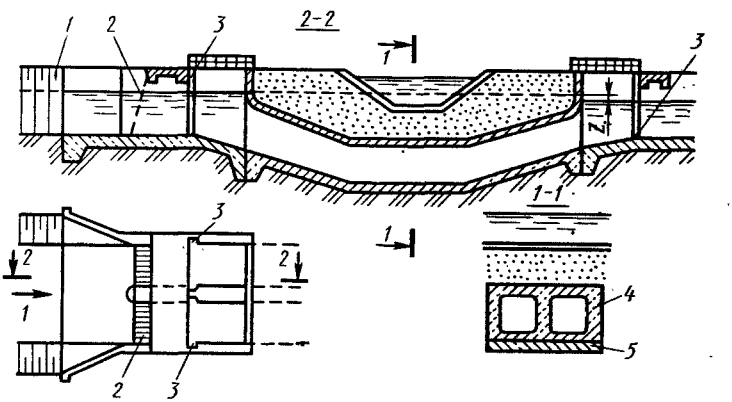


Рис. 13.5. Дюкер:

1 — канал; *2* — сороудерживающая решетка; *3* — пазы для шандоров; *4* — двухочковая труба; *5* — бетонная подготовка; *z* — перепад уровней

можно или экономически нецелесообразно устройство акведуков. Дюкеры применяют также и при пропуске под каналом ручьев и рек, что предусматривается с целью исключения возможности попадания в канал загрязненных или несущих наносы вод.

Дюкеры, как и акведуки, выполняют из сборного или монолитного железобетона и из стальных труб. Для сборных конструкций обычно используют круглые или прямоугольные железобетонные элементы [16]. Перед входом в дюкер устанавливают решетку для предотвращения поступления в него плавающего мусора; на входе в дюкер ставят затвор для регулирования расхода в дюкере и отключения его при аварии или очистке. На выходном участке устраивают пазы для установки шандоров. Для опорожнения дюкера в наиболее низкой его части предусматривают устройство водовыпусков и контрольных люков. *Ливневые трубы* укладывают в тех случаях, когда уровень мелкого водотока располагается ниже дна канала, а также для пропуска ливневых вод под каналом. Выполняют их обычно безнапорными (рис. 13.6).

Регуляторы-переключатели (рис. 13.7), сооружаемые на каналах, предназначены для регулирования уровня воды в каналах и выключения и опорожнения отдельных участков каналов.

Необходимость регулирования уровня воды в каналах возникает в связи с тем, что по длине канала расход воды, а следовательно, и уровень ее в канале могут меняться вследствие потерь воды на испарение и фильтрацию или излишнего ее притока. Кроме того, на уровень воды в канале при большом протяжении его прямолинейных участков оказывают ветровые сгоны и нагоны воды. Особенно большое значение регулирования уровня воды в канале приобретает в начале зимнего периода. Зимой живое сечение канала имеет наименьшее значение, а следовательно, в этот период канал имеет и наименьшую пропускную способность. При необходимости обеспечения постоянного расхода воды в канале до установления ледяного покрова необходимо поднять уровень воды в нем на величину, несколько большую толщины льда к концу зимнего периода. Обычно этот уровень является и максимальным расчетным для определения отметок низа сооружений, возводимых на канале, и при назначении отметок верха ограждающих канал дамб. Поддержание постоянного уровня воды в канале целесообразно и в течение всего года, так как это создает наиболее благоприятные условия работы облицовок канала (с точки зрения температурного режима и выветривания), а также обеспечения воздействия льда лишь на те участки (по высоте) облицовок, где их выполняют наиболее мощными.

Выключение и опорожнение отдельных участков каналов осуществляют из необходимости осушения тех или иных участков канала для периодического их осмотра и ремонта или в аварийных ситуациях. Обычно эта задача возникает при прокладке каналов в две нитки.

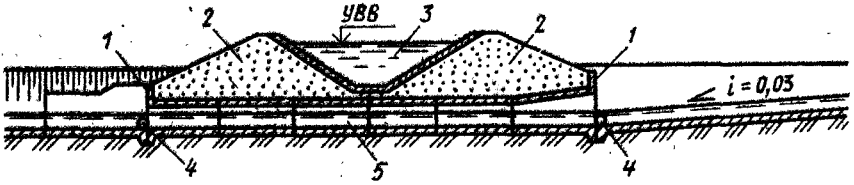


Рис. 13.6. Схема ливневой трубы под каналом:
1 — входной оголовок; *2* — дамбы канала; *3* — русло канала; *4* — дрены; *5* — железобетонная ливневая труба

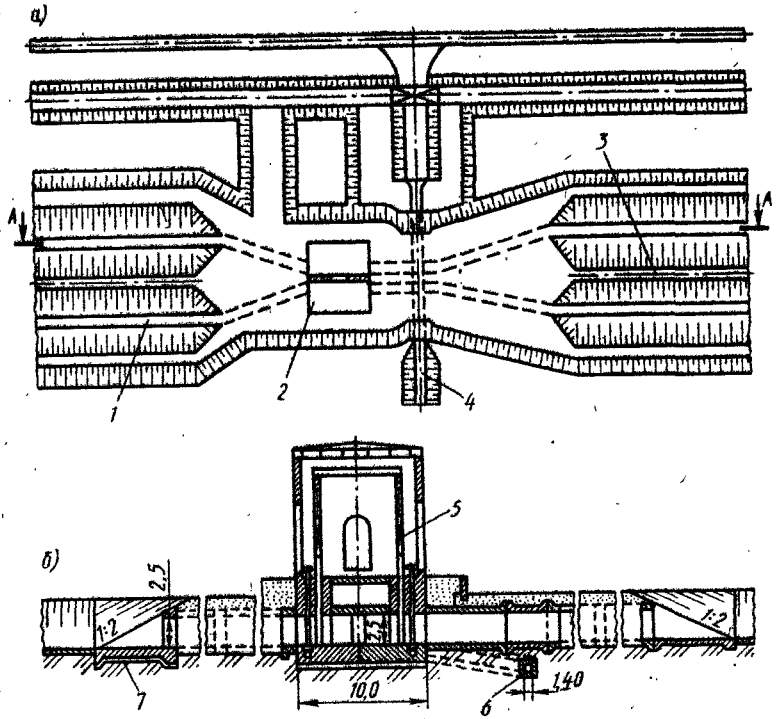


Рис. 13.7. Регулятор-переключатель:
а — план; *б* — разрез по *1-1*; *1* — канал; *2* — камера переключателя; *3* — ось канала; *4* — ось ливневой трубы; *5* — затворы; *6* — ливневая труба; *7* — входной оголовок

Регуляторы-переключатели на каналах устанавливают в начале канала, в начале и в конце дюкера, если канал проходит под рекой или дорогой, а также в конце канала перед входом его в регулирующий бассейн водоприемника; на остальных участках канала их сооружают через 2 ... 4 км.

На рис. 13.7 приведен план регулятора-переключателя, построенного на канале из двух ниток. Регулятор-переключатель состоит из подземной камеры, где расположены затворы и водоспуск, и

здания, в котором установлены механизмы для управления затворами. Плоские затворы двустороннего напора установлены на входе каждого канала в камеру регулятора-переключателя и на выходе каналов из камеры. Самотечная труба водоспуска, отверстие которой перекрывается тарельчатым затвором, служит для выпуска воды из участка канала в ливневую трубу. Для ремонта камеры ее делят на две части разборным ремонтным заграждением, прорезь для установки которого предусмотрена в перекрытии камеры.

Водосбросы устанавливают для предохранения каналов от переполнения. При совмещении их с регуляторами-переключателями в стене последнего располагают водосбросы сифонного типа, вода из которых отводится в ливневую сеть. Иногда водосбросы выполняют и на самом канале в виде боковых водосливов.

Гидротехнические туннели, служащие для пропуска воды, могут быть безнапорными или напорными. Иногда безнапорные и напорные участки туннеля по его длине могут чередоваться. Первые из них обычно имеют подковообразное сечение или сечение со сводом и с плоскими подошвой и стенами, вторые — круглое. Туннели выполняются со специальными облицовкой или обделкой. Облицовку устраивают при прокладке туннелей в прочных породах для уменьшения шероховатости и водопроницаемости туннелей. В рыхлых и малопроточных породах, когда возможно их обрушение, необходимо устраивать обделки, способные воспринять горное давление.

Примерами туннелей, построенных для водоснабжения и обводнения, являются туннель на Сальском канале, Дангаринский ирригационный туниель (длиной 13,5 км), туннели для переброски воды р. Арпы в оз. Севан (общей длиной 50 км) и др.

ГЛАВА 14

БЕРЕГОЗАЩИТНЫЕ И РЕГУЛЯЦИОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

14.1. БЕРЕГОЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Берега водотоков, водоемов и откосы специальных гидротехнических сооружений водоснабжения и канализации, сложенные размываемыми грунтами, в большинстве случаев с целью их стабилизации требуют защиты от воздействия течений, волнения, льда, от повреждений плавающими предметами, а также от ветровой и дождевой эрозии. Берегозащитные сооружения должны быть просты по конструкции, обладать необходимой прочностью и устойчивостью (от сползания по откосу), иметь минимальную стоимость и отвечать требованиям надежности.

Берега не крепят в том случае, если допустимо отступление береговой линии. Например, на водохранилище под действием волнения перерабатывается откос до такого уклона, при котором разрушительное действие волнения полностью гасится на отмели. Такой устойчивый откос устанавливается за большой интервал времени, и при этом берег отступает от первоначального положения на значительные расстояния (см. гл. 2).

Необходимость строительства берегозащитных сооружений, их компоновка и конфигурация, а также сроки возведения зависят от местных условий, общего характера застройки и перспективы использования района, а также от места расположения защищаемого объекта относительно уреза. Например, при решении вопроса о креплении берега водоема в районе строительства сооружений водоснабжения и канализации могут рассматриваться несколько компоновок сооружений. Во-первых, можно вообще не закреплять берег, удлинив подводящие коммуникации (трубопроводы, галереи, коллекторы) от водоприемных или сбросных сооружений до береговых сооружений, и расположить последние за пределами зоны переработки берега. Во-вторых, можно защитить существующий берег и проектируемые откосы у гидротехнических сооружений от переработки и разрушения. И наконец, в-третьих, можно расположить береговые сооружения в зоне переработки берегов на таком расстоянии от исходного уреза, на который берег будет размыт через определенный период времени, например через 25 лет, и предусмотреть крепление берега на 26-м году эксплуатации сооружений. При этом, естественно, крепление берега обойдется дешевле, чем во втором вариаите, однако стоимость самих сооружений возрастет при этом за счет удлинения подводящих коммуиикаций. Окончательный вариант выбирают на основании технико-экономического сравнения по минимуму приведенных затрат.

Возможность отказа от крепления берега предусматривается СНиП 2.04.02—84 [14] только в том случае, если водозаборное сооружение запроектировано с самотечными или сифонными линиями, а водоприемный сеточный колодец и насосная станция — за пределами возможной переработки берега моря, водохранилища или озера. Длина защищаемого участка берега определяется инженерно-хозяйственной необходимостью, топографией побережья, режимом потока наносов. Опыт проектирования и эксплуатации берегозащитных сооружений показал, что возведение этих сооружений на ограниченном участке побережья нецелесообразно, при этом интенсифицируется процесс размыва берегов ииже построенных сооружений (по направлению потока наносов). На водоемах крепление берегов следует вести на участке, совпадающем с границами зарождения и прекращения потока ианосов, начиная с низовой стороны навстречу потоку наносов. При невозможности такого решения необходимы мероприятия против иизового размыва.

На реках границы крепления назначают в соответствии с типом и формой руслоформирующего процесса и наличием размы-

ваемых участков. При расположении водозаборных сооружений на вогнутом берегу излучины, сложенной легкоразмываемыми породами, рекомендуется крепить весь участок вогнутого берега излучины (вверх против течения от створа сооружения и вниз по течению до окончания излучины), пляж на противоположном берегу, а также вышележащие перекаты, осередки, участки возможного размыва русла, где может образоваться перешеек, при ярко выраженных формах руслового меандрирования, пойменной или русловой многорукавности.

Берегозащитные сооружения делят на пассивные (волноотбойные и волногасящие) и активные (пляжеудерживающие). Пассивные методы предусматривают сооружения, которые воспринимают непосредственно воздействие волн, льда и течений и чисто механически защищает берега от разрушения. К ним относятся набережные и волноотбойные стены, защитные наброски, откосные сооружения различной конструкции.

Практика берегозащиты показала, что наилучшей защитой берегов водоемов от разрушения являются пляжи. Для создания или сохранения этих форм рельефа осуществляют активный метод берегозащиты путем строительства комплекса специальных сооружений — бун, подводных волноломов, траверсов. Волноотбойные и волногасящие берегозащитные сооружения широко применяют на реках, водохранилищах и морях.

Набережные и волноотбойные стенки гравитационного типа выполняют из монолитного бетона или из бетонных массивов с вертикальной, наклонной, ступенчатой или криволинейной гранью (рис. 14.1). Волноотбойные стенки (при незначительном волнении)

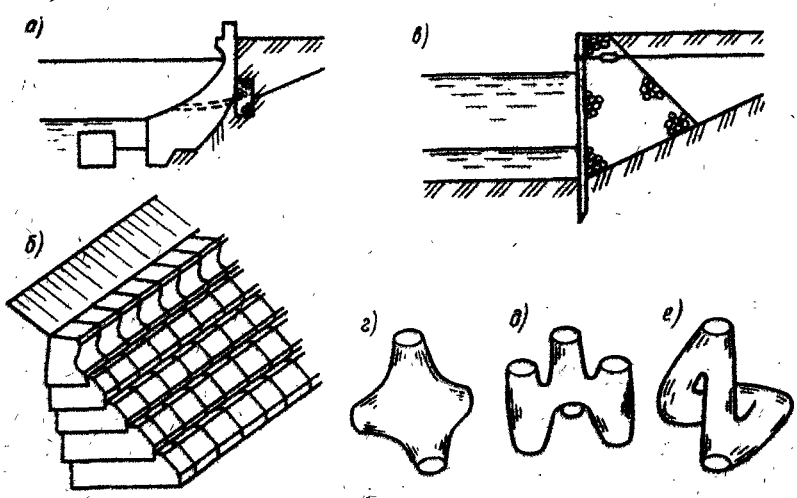


Рис. 14.1. Береговые подпорные стенки:
а — с наклонной гранью; *б* — из сборных массивов; *в* — из шпунтовых свай; *е* — тетраэд; *д* — трибар; *в* — стабит

и набережные могут быть построены также в виде свободного или заанкеренного шпунтового ряда из деревянных, стальных или железобетонных свай. Гравитационные стенки располагают либо непосредственно на грунте при его надлежащей прочности, либо на каменной постели. Заглубление подошвы стенки ниже расчетного уровня определяется расчетом стенки на устойчивость от давления грунта за стенкой при откате волн (эксплуатационный случай) и при действии волны без учета грунта за стенкой (строительный случай). Волновые нагрузки на стену при ее различном расположении относительно уреза определяют по [13]. Практически заглубление составляет 2 ... 4 м. Возвышение стенки определяют из соотношения

$$z_{sw}=0{,}75h_{cr}+a_{st}, \qquad (14.1)$$

где h_{cr} — высота расчетной волны на линии прибоя; $a_{st}=0{,}75\ldots 1{,}5$ — запас, принимаемый в зависимости от класса капитальности сооружения, м. Во избежание подмыва волноотбойных стен волнами перед стенами необходимо иметь пляж. При этом на галечных берегах ширина пляжа должна быть $(3\ldots 5)h_{cr}$, на песчаных — не менее $^2/_3 L_{run}$, где L_{run} — ширина зоны наката волн на свободный пляж: $L_{run}=h_{run}\operatorname{ctg}\alpha$, h_{run} — высота наката, определяемая по [13], α — угол наклона поверхности пляжа к горизонту.

Для предохранения поверхности стенки от истирания наносами переднюю ее грань облицовывают обычно камнем твердых пород.

Если пляж перед стенкой отсутствует, то устраивают защитные бермы из наброски крупного камня или бетонных блоков различного типа (рис. 14.1) или в виде сплошной платформы, переднюю грань которой следует прикрыть такой же наброской. Наброски из камня или фасонных бетонных блоков могут применяться и в качестве самостоятельного берегозащитного сооружения как на реках, так и на водоемах. При надлежащей крупности отдельных элементов наброски эти сооружения обладают высокой надежностью и хорошим берегозащитным эффектом. На водоемах при воздействии волн на сооружения крупность отдельных элементов наброски определяют на участке откоса от верха сооружения до глубины $z=0{,}7h$ по формуле

$$m=\frac{k_{rf}\rho_m h^2\bar{\lambda}}{(\rho_m/\rho_w-1)\sqrt{1+\operatorname{ctg}^3\varphi'}}; \qquad (14.2)$$

при $z>0{,}7h$

$$m_z=m\mathrm{e}^{-7{,}5z^2/(h\bar{\lambda})}, \qquad (14.3)$$

где k_{rf} — коэффициент, учитывающий степень зацепления элементов между собой и волногасящую способность наброски (табл. 14.1); h, $\bar{\lambda}$ — соответственно высота и длина волны; ρ_m, ρ_w — плотность элементов наброски и воды; φ — угол наклона откоса к горизонту.

Таблица 14.1. **Коэффициент k_{rf}**

Наименование элементов	k_{rf}	Наименование элементов	k_{rf}
Камень	0,0250	Тетраподы	0,0080
Обыкновенные бетонные блокн	0,0210	Трибары	0,0057

На достаточно пологих берегах вместо стен возводят сооружения откосного типа или осуществляют облицовку (крепление) берегового откоса. Отличие этих двух типов сооружений заключается в том, что нижняя грань откосного сооружения имеет угол наклона больше, чем угол естественного откоса грунта, и поэтому испытывает небольшое давление грунта. Облицовки располагают непосредственно по спланированному откосу берега (или грунтового сооружения — плотины, дамбы и др.). Откосные сооружения применяют главным образом на открытых морских берегах, облицовки — на акватории морских портов, а также в речных и водохранилищных условиях.

Кроме удовлетворения общих требований к берегозащитным сооружениям облицовки должны быть устойчивыми против сползания по откосу, обладать гибкостью и подвижностью при возможных просадках грунтов откоса. Типы и конструкции облицовок (покрытий) в зоне воздействия волн, течений и льда принципиально не отличаются от рассмотренных в гл. 13.

По высоте берегозащитные покрытия делят, так же как и на каналах, на основные, облегченные и крепления не заливаемых водой склонов.

Границы крепления откосов по высоте принимают в соответствии с конструктивным решением и классом капитальности сооружения. Крепление заливаемого водой откоса и часть его на примыкающем подводном откосе имеют тот же класс капитальности, что и сооружение, у которого они строятся, в то время как незаливаемый водой участок откоса и остальная часть подводного откоса обычно выполняются с креплением, имеющим класс капитальности на единицу меньше основного крепления.

Верхнюю границу основного крепления определяют на реках отметкой максимального расчетного уровня плюс некоторый запас (обычно 1...2 м выше этого уровня). На водоемах верхнюю границу крепления относительно максимального уровня h_{max} определяют по формуле

$$h_{max} = h_{run} + a, \tag{14.4}$$

где a — запас, принимаемый равным не менее 1 м для крепления II и III классов капитальности и не менее 0,5 м для креплений IV класса капитальности.

Нижняя граница основного и облегченного креплений должна располагаться на водоемах соответственно на глубине, равной или больше удвоенной высоты волны 1%-ной обеспеченности от минимального уровня воды, и на глубине, где максимальные волновые донные скорости равны допускаемым значениям неразмывающих скоростей для грунта откоса и на реках — на 2 м ниже минимального горизонта воды.

Крепление земляных откосов (рис. 14.2) состоит из основного крепления и облегченного крепления на подводном склоне; упора внизу основного крепления для предотвращения его сползания по откосу и сопряжения основного крепления с облегченным крепле-

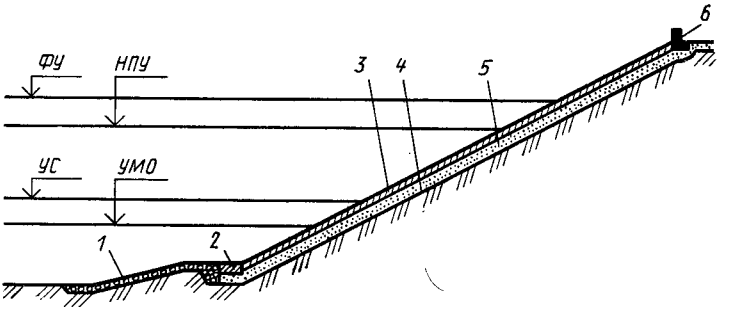


Рис. 14.2. Компоновка конструктивиых элементов на земляном откосе:

1 — облегченное крепление; *2* — упор основного крепления; *3* — покрытие на участке основного крепления; *4* — основное крепление; *5* — подготовка под покрытие; *6* — парапет

нием дна и подводного склона; подготовки под крепление, которая служит для сопряжения крепления с земляным откосом и защиты от суффозии, и парапета, позволяющего снизить отметку верхней границы крепления.

Покрытие на участке основного крепления выполняют из каменной наброски на однослойном или двухслойном фильтре по гравийно-песчаной подготовке, из монолитного бетона или сборно-монолитного железобетона на подготовке, из сборных железобетонных плит на гравийно-щебеночном основании.

Монолитные и сборно-монолитные покрытия отличаются жесткостью и являются водонепроницаемыми конструкциями; покрытия из сборных железобетонных плит с открытыми швами отличаются гибкостью и повышенной водопроницаемостью.

Облегченное подводное крепление у водозаборных сооружений, как правило, осуществляют из каменной наброски по слою щебня. Упор внизу основного крепления выполняют в виде каменной призмы. Вместо каменной призмы можно применять подводные стенки из бетонных блоков или массивов. В отдельных случаях подпорные стенки могут быть заменены ряжами или габионами

(проволочные емкости, заполненные камнем). Толщину бетонных и железобетонных покрытий определяют расчетом на волновые нагрузки, значения и характер которых принимают по [13].

На реках толщина крепления из каменной наброски с подготовкой по щебню обычно не превышает 1 м. На водоемах толщина крепления зависит от высоты волны, заложения откоса, плотности, размеров и формы камня.

При воздействии течений и волн на каменное проницаемое крепление на границе грунта откоса с наброской возникают скорости, которые могут размыть откос. Обратный фильтр, уложенный под каменной наброской, защищает откос от размыва.

Дно реки или водоема крепят около водоприемников и водовыпусков. Обычно под них роют котлован глубиной 1,0...1,5 м, а вокруг основного котлована размываемое дно углубляют на 1 м и планируют. При этом размеры дноуглубления назначают по местным условиям, но не менее чем площадью 50×60 м у водоприемников, и на длину интенсивного распространения в придонной части сбрасываемой водовыпуском струи, которая может размывать дно. Эту длину определяют расчетным путем или на основании лабораторных опытов.

Котлован и открытую и спланированную вокруг него площадку заполняют щебнем слоем толщиной 0,3 м, а затем камнем до уровня дна. У водоприемников малой производительности котлован можно не отрывать, а размываемое дно крепить вокруг водоприемника каменной наброской.

Рассмотренные берегозащитные сооружения будут соответствовать предъявленным к ним требованиям в том случае, если при соблюдении всех вышеизложенных соображений они будут начинаться и заканчиваться в пределах неразмываемых участков русла реки или неразмываемых участков побережья водоема. Если это невозможно осуществить по каким-либо причинам, то концевые участки крепления следует развернуть и врезать в берег на расстояние, превышающее конечные размеры полосы переработки берега. Если в процессе эксплуатации размыв откоса будет наблюдаться за пределами крепления и возникнет угроза разрушения крепления и сооружений, то границы берегоукрепления необходимо расширить.

Классическим средством активной берегозащиты являются буны, которые представляют собой разнообразной конструкции преграды, устанавливаемые примерно под прямым углом к урезу. При таком расположении в плане буны пересекают вдоль береговой поток наносов и задерживают наносы на защищаемом участке. Накопление наносов идет более интенсивно при косом подходе волн к берегу. При фронтальном подходе волн наносы из межбунного пространства вымываются и буны разрушаются. Так как буны подвергаются мощному воздействию прибойных волн, то наиболее часто происходит разрушение их головной части за счет подмыва основания и силового воздействия волн. Практика экс-

плуатации бун показала: для поддержания заданной широты пляжа требуется их систематическая подпитка; оказалась значительной миграция (переброска) наносов через корневые участки бун; во всех случаях имеет место низовой размыв берега. Одной из причин такого положения является несоответствие размеров и продольного профиля буны профилю динамического равновесия подводного склона. Чтобы уменьшить это несоответствие, длину бун соразмеряют с зоной активной переработки подводного склона, головные части делают скошенными в сторону моря, корневые части повышают. Такие буны получили название «ныряющие буны полного профиля». Длина бун при этом на приглубых (галечных) берегах составляет 40...50 м, на отмелых (песчаных) берегах — 120...150 м. Расстояние между бунами примерно равно их длине.

Опыт строительства и эксплуатации берегозащитных сооружений показал, что в большинстве случаев одни буны не обеспечивают надежной защиты берегов.

В конце 30-х годов в нашей стране в качестве берегозащитного сооружения был предложен подводный волнолом, располагающийся параллельно берегу на глубине 3...5 м. В современном виде подводный волнолом обычно выполняют гравитационного типа из бетонных или железобетонных элементов различной конструкции. Наиболее широко при строительстве подводных волноломов до последнего времени используют бетонный блок со скошенной передней гранью (рис. 14.3). Блоки устанавливают на каменную постель вплотную друг к другу, гребень блоков заглубляют относительно расчетного уровня на 0,6...0,8 м.

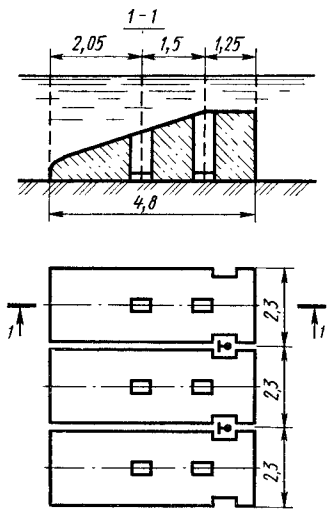


Рис. 14.3. Береговой затопленный волнолом из бетонных массивов

Хороший эффект дает применение берегозащитных комплексов, состоящих из бун, подводного волнолома, траверсов — удлиненных бун, примыкающих к волнолому, обычно устраиваемых через 3...4 буны, и вертикальной стенки или укрепленного откоса в тылу пляжа. Пляж как правило в этих случаях создается искусственно. В то же время наблюдаются низовые размывы, затрудненность водообмена межбунного пространства с открытым морем (что приводит к антисанитарному состоянию воды в межбунных пространствах), уничтожение прибрежного биоценоза без его воссоздания в будущем, высокая стоимость (порядка 3,5 млн. руб. на 1 км защищаемого берега).

Многие указанные недостатки отсутствуют у берегозащитных сооружений в виде свободных песчаных и галечных пляжей, которые начинают широко применять как на водохранилищах, так и на морях. Но эти сооружения требуют систематической подпитки, объем которой в некоторых случаях достигает в год 50% от первоначального объема пляжа.

Эффективность различных берегозащитных сооружений в значительной степени зависит от их типа, местных условий, технических возможностей строительной организации и т. п., и поэтому дать однозначную рекомендацию по применению какого-либо типа сооружения во всех случаях не представляется возможным.

14.2. РЕГУЛЯЦИОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Русло реки, пойма которой сложена размываемыми грунтами, обычно бывает неустойчивым. Размывы и намывы берегов, размывы дна и образование отмелей, прорывы речным потоком перешейков, заносимость меандров и образование стариц, «блуждание» русла в пределах пойм (так называемый дейгиш) в ряде случаев наносят весьма значительный ущерб народному хозяйству. Размывы берегов могут привести к потери территории, уничтожению посевов, разрушению шоссейных и железных дорог, причинить урон промышленным предприятиям и населенным пунктам. Намывы берегов могут привести к полной заносимости водозаборных сооружений, канализационных выпусков, головных сооружений каналов и ковшей. Размывы дна в ряде случаев могут привести к разрушению мостов, набережных и водоприемников. Образование отмелей затрудняет судоходство, лесосплав, может привести к уменьшению или прекращению отбора воды. Изменение конфигурации русла, образование новых рукавов реки, островов, уменьшение глубин нарушают режим судоходства и отбора воды, препятствуют лесосплаву и могут привести к дестабилизации нормального процесса промышленного и сельскохозяйственного производства и жизни населенных пунктов.

Снизить уровень негативных последствий от неуправляемых изменений в жизни реки можно путем ее общего регулирования, т. е. искусственного изменения в нужном направлении режима речного потока и его русла. При общем регулировании реки на всей ее длине должно установиться соответствие между размывающим действием потока и сопротивлением грунтов размыву, наносотранспортирующей способностью потока и количеством наносов, попадающих в реку с площади водосбора. При выполнении этих условий русло реки будет устойчивым, т. е. ни на одном участке реки не будет ни размывов, ни отложений наносов.

Устойчивое русло, по С. Т. Алтунину, имеет в плане меандрическую форму с различными радиусами вогнутого $r=(4{,}5\ldots8)\,B$ и выпуклого $r=(3{,}5\ldots1{,}0)\,B$ берегов и со стрелой изгиба $f=0{,}25L$,

здесь B — ширина реки, $L = (12...15)\,B$ — расстояние между излучинами (см. гл. 5).

Формирование устойчивого русла реки на всей ее длине, что является конечной целью общего регулирования, происходит достаточно медленно и требует крупных капиталовложений. Поэтому в реальных условиях производят регулирование отдельных участков реки с целью решения конкретных задач, выдвигаемых различными отраслями народного хозяйства: водоснабжения (обеспечения потребителя водой в необходимом количестве и нужного качества), охраны окружающей среды (улучшения процесса разбавления сточных вод, соблюдения санитарных требований), судоходства, лесосплава, мелиорации и рыбоводства.

Регулирование русла реки осуществляют с использованием методов стеснения и выправления речного потока, а также возбуждения в потоке искусственных поперечных циркуляций (см. гл. 3). При регулировании русла эти методы часто применяют в различных комбинациях. Стеснение производят путем искусственного создания более узкого, чем в естественных условиях, русла реки для увеличения глубин на фарватере или у водоприемника за счет повышения скоростей потока, организации транспорта наносов и шуги мимо сооружений. Выправление потока связано с изменением направления потока в плане с целью обеспечения водозабора, судоходства и лесосплава, защиты берегов от размыва или, наоборот, размыва аккумулятивных форм, образовавшихся в реке и мешающих работе инженерных сооружений.

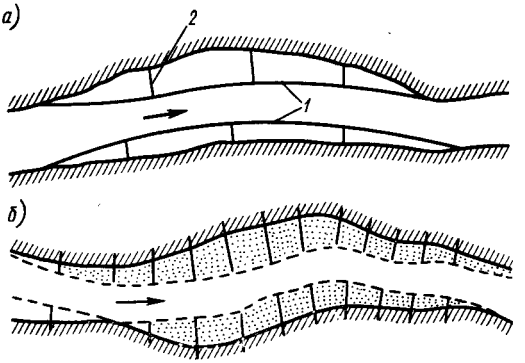


Рис. 14.4. Выправленне русла:
а — парными двусторонними продольиымн дамбами; *б* — поперечиыми дамбами; *1* — продольиая дамба; *2* — траверс

Стеснение и выправление потока производят путем строительства специальных (регуляционных) сооружений: продольных защитных и струенаправляющих глыб, поперечных дамб, или полузапруд *.

Продольные дамбы устраивают вдоль одного или обоих берегов реки (рис. 14.4, *а*). Корневую часть дамбы заделывают в берег, а голову выводят в реку. В плане продольным дамбам придают плавное очертание; между дамбой и берегом создается водоворот, на что тратится часть энергии потока, скорости при этом здесь падают, прекращается размыв берега, пространство между дамбой и берегом заиляется, создаются

* Иногда поперечные дамбы называют бунами или шпорами.

аккумулятивные формы, также способствующие закреплению берега. С целью усиления этих процессов часто дамбу с берегом соединяют траверсами. Одновременно с речной стороны продольные дамбы подвергаются размыву, что требует усиленного крепления их откосов и основания. Использование продольных дамб для выправления потока затрудняет впоследствии исправление в случае необходимости береговой линии, образованной этим сооружением.

Поперечные дамбы проектируют так, чтобы они (их оси) были нормальны к динамической оси потока (рис. 14.4, *б*) или составляли с ней угол, близкий к прямому. Один конец дамбы примыкает к берегу, а голова дамбы выходит в русло реки на такое расстояние, чтобы все головы дамб оканчивались на одной (воображаемой) плавной кривой. Речной поток, сжатый поперечной дамбой, отклоняется от берега, а затем снова поворачивает к берегу и встречается с ним на расстоянии от дамбы, определяемом углом растекания, равным в среднем 7...8°. Следующую поперечную дамбу ставят от первой на расстоянии несколько меньше указанного (в запас) и на практике принимают равным (3...4) L_{cd}, где L_{cd} — длина дамбы. За каждой поперечной дамбой (вниз по течению) возникает водоворот, скорости потока здесь падают и размыв берега прекращается на всем закрепляемом участке.

Одновременно система поперечных дамб сужает поток, что влечет за собой увеличение скоростей на стрежне, возрастание глубин и более интенсивный транзит наносов.

Положительной стороной способа стеснения потока с помощью поперечных дамб является его гибкость и мобильность; можно при необходимости удлинить или укоротить дамбы, установить их более часто и тем самым устранить неплавности потока, выявившиеся в процессе эксплуатации. Пространство между поперечными дамбами заносится более быстро, чем между продольной дамбой и берегом. В то же время у голов поперечных дамб могут возникнуть местные размывы, поперечные дамбы могут создать дополнительные трудности судоходству, что является отрицательной стороной их применения.

В ряде случаев наиболее целесообразным оказывается совместное использование продольных и поперечных дамб, например устройство струенаправляющей продольной дамбы у вогнутого берега и системы поперечных дамб на выпуклом берегу (или пляже).

Таким образом, с помощью регуляционных сооружений можно добиться стабилизации участка берега реки, увеличения глубины и создания благоприятной конфигурации участка реки для организации водоотбора и рассеивания сбросных струй, защиты водоприемников от наносов и шуги, улучшения условий судоходства и т. д.

Стеснение потока может быть также достигнуто путем перекрытия ряда рукавов в многорукавном русле и направления всего

расхода в один рукав. Закрытие рукавов и проток производят щитами (на малых рядах) или системой запруд, причем такое закрытие можно проектировать действующим только в межень или постоянно. Перевод всего расхода реки в один из рукавов вызывает повышение горизонта воды в этом рукаве и некоторый подпор в реке вверх от запруды. При этом закрытые рукава могут промываться во время паводка в том случае, если запруда устраивается в начале рукава, или, наоборот, заиляться (заноситься), если запруда устраивается в конце рукава. В ряде случаев оказывается целесообразным ускорить заиление отторгаемого рукава, для чего по его длине устраивают несколько запруд.

На участках русл со свободным меандрированием в некоторых случаях оказывается целесообразным спрямление русла по перешейку, поскольку неустойчивость меандров может привести к образованию нового русла, направленного в сторону от существующих или проектируемых водозаборных сооружений. Для спрямления русла прорывают канал, берега которого укрепляют. Возможно также другое решение; если водоприемник расположен на вогнутом берегу ярко выраженной излучины, то с целью ее стабилизации укрепляют берега у сооружения и в районе перешейка.

Вместе с выправительными сооружениями для организации водоотбора на участках рек с недостаточными глубинами применяют метод дноуглубления. При этом создают прорези, в которых расположены водоприемники, подводящие каналы и ковши у водозаборных сооружений. Углубление дна производят также при спрямлении русл. Основным недостатком метода дноуглубления является быстрая заносимость всех видов прорезей, подводящих каналов и ковшей, что создает затруднения в эксплуатации водозаборных сооружений *.

Н. С. Лелявский почти сто лет назад выдвинул идею использования поперечной циркуляции для регулирования русл и успешно ее реализовал, построив систему продольных и поперечных дамб на участке р. Днепр (рис. 14.5). Практические рекомендации Н. С. Лелявского сводятся к созданию на перегибах русла удлинения вогнутых и выдвижению в русло верхних участков выпуклых берегов. Продольную струенаправляющую дамбу выполняют криволинейной, низовую ее часть выносят в поток не менее чем на $^1/_3$ и не более чем на половину ширины русла.

В дальнейшем метод Н. С. Лелявского совершенствовался, дополнялся и получил развитие в работах отечественных ученых М. В. Потапова, А. М. Лосиевского, В. А. Шаумяна, С. Т. Алтунина, А. С. Образовского и др.

По методу М. В. Потапова с помощью системы щитов плавучих или стационарных, устанавливаемых в потоке примерно под углом 20...30° к направлению течения (рис. 14.6, *а*), вызывается

---

* Подробно способ дноуглубления перед водозаборными сооружениями рассматривается в курсе «Водоснабжение».

отклонение струй от прямолинейного движения. Например, для усиления поперечной циркуляции на повороте реки устанавливают поверхностные щиты, отклоняющие струи в сторону вогнутого берега. Циркуляцию можно еще усилить, если дополнительно поставить донные щиты, отклоняющие струи в придонном слое в сторону выпуклого берега.

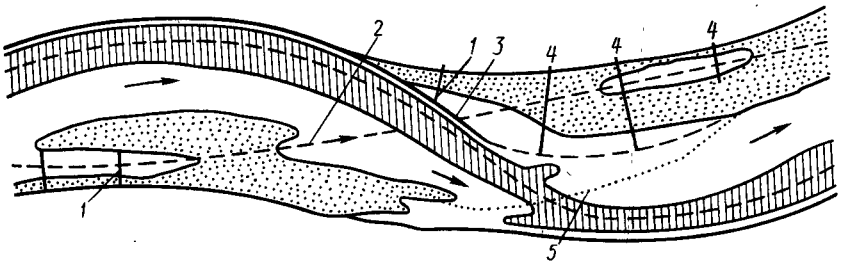


Рис. 14.5. Регулирование русла по методу Н. С. Лелявского:
1 — траверс; *2* — направление паводка; *3* — продольная дамба; *4* — поперечная дамба; *5* — гребень подводной косы

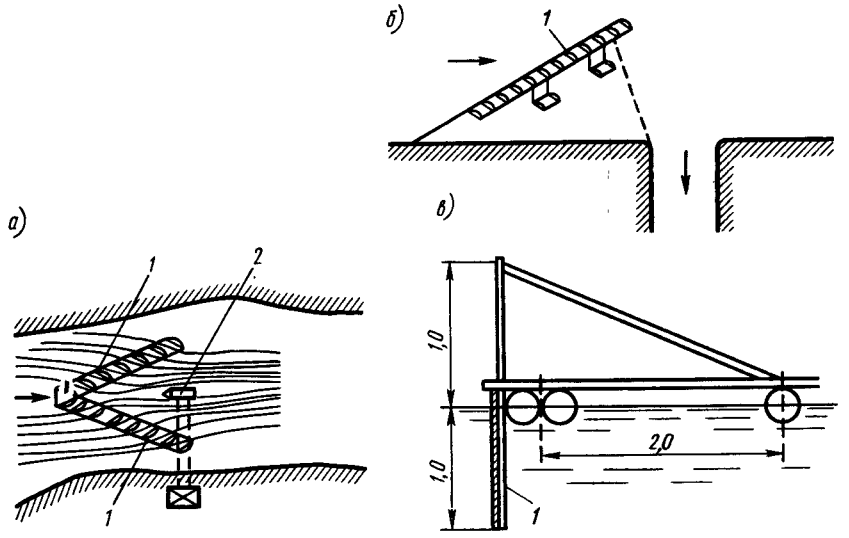


Рис. 14.6. Создание поперечной циркуляции по методу М. В. Потапова:
а — расположение щитов в плане; *б* — расположение щитов у руслового водоприемника; *в* — плавучий щит; *1* — струенаправляющий щит; *2* — водоприемник

Для питания водоприемников и водозаборов более осветленными поверхностными струями и защиты их от донных наносов устанавливают щиты перед водозаборами, как показано на 14.6, *а, б*. В результате создания поперечной циркуляции донные наносы оттягиваются соответственно от водоприемника и от входа в канал.

А. С. Образовский усовершенствовал конструкцию щитов Потапова, сделав их двухъярусными, тем самым обеспечив большую возможность управления потоком.

Метод создания поперечной циркуляции с помощью системы донных порогов (рис. 14.7), располагаемых под углом 20...25° к оси потока, был предложен А. И. Лосиевским. Высота донного порога назначается в пределах от $^1/_2$ до $^2/_3$ глубины потока в межень; пороги обязательно доводятся до берега и их длина во много раз превышает высоту. Винтообразное движение потока, возникающее вдоль низовых сторон порогов, перемещает наносы к берегу, где они откладываются в виде продольных подводных валов. Эти валы могут быть размыты во время половодья потоком и наносы вынесены на фарватер. Поверхностные течения не вовлекаются в винтообразное глубинное течение, они преломляются на гребне порога, как на водосливе, и уклоняются в сторону стержня реки. Следствием этого является увеличение скорости течения, что улучшает транзит наносов. Регулирование речного потока донными порогами с точки зрения судоходства значительно удобнее, чем щитами М. В. Потапова.

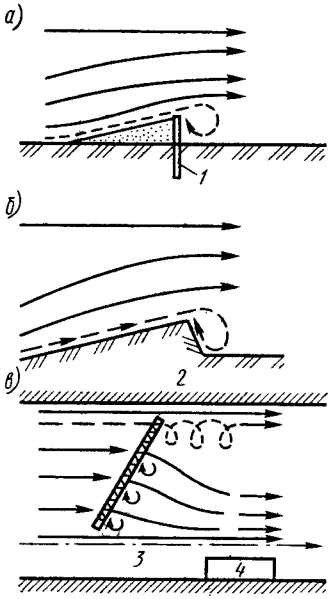


Рис. 14.7. Наносоуправляющее сооружение системы А. И. Лосиевского:
1 — порог; *2* — берег; *3* — плёс; *4* — водоприемник

Способы создания искусственных поперечных циркуляций в потоке используют для улучшения процесса водоотбора при компоновке водозаборных узлов. С этой целью у водозаборных сооружений устраивают струенаправляющие щиты или донные пороги таким образом, чтобы во время половодья поверхностные струи отклонялись в сторону водоприемника, а придонные струи способствовали местному углублению русла. В межень струенаправляющие сооружения, установленные соответствующим образом, создают систему течений, способствующих отводу рыбы от водоприемника, позволяют добиться некоторого увеличения глубины воды в месте водоотбора, регулировать питание водоприемника из поверхностных или придонных слоев воды.

На рис. 14.8 показано место расположения струенаправляющих щитов перед водоприемниками, устройство которых на дне и под углом к потоку речной воды позволяет организовать отбор воды из придонных слоев реки.

Регуляционные сооружения, как правило, возводят из местных материалов: грунта, камня, лесных материалов (хвороста, кольев, бревен и др.).

Продольные и поперечные дамбы, запруды часто выполняются в виде отсыпки из грунта или камня трапецеидального профиля с креплением основания и откосов от размыва. Гребень продольных и поперечных дамб и запруд возвышается над уровнями во-

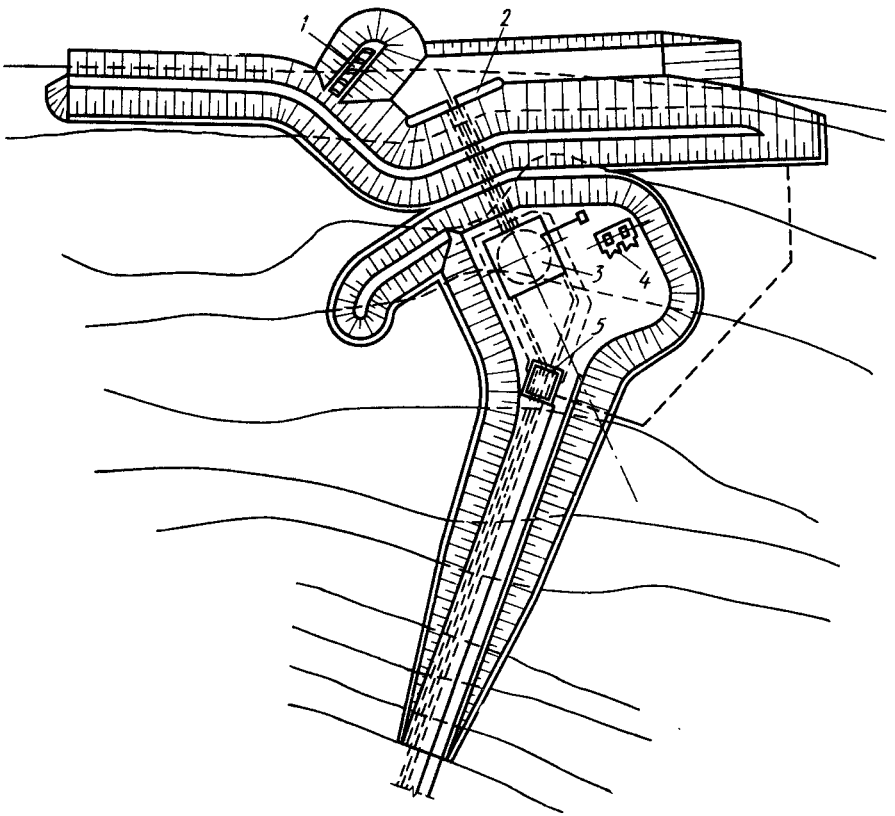


Рис. 14.8. Струенаправляющие щиты в компоновке водозаборного узла:
1 — струенаправляющие щиты; *2* — водоприемники; *3* — береговой колодец; *4* — трансформаторная; *5* — камера переключений

ды, при котором предполагается их наиболее эффективное воздействие на структуру потока и формирование русла. Наиболее часто за такой уровень принимают меженный уровень.

При строительстве регуляционных сооружений широко используют изделия из хвороста (хворостяные выстилки и хворостяные тюфяки), из хвороста и камня в виде легких и тяжелых фашин, представляющих собой цилиндрической формы пучки хвороста с

внутренним заполнением из камня. Легкие фашины изготовляют диаметром 0,25...0,4 м и длиной 2,5...4,5 м. Тяжелые фашины имеют диаметр 0,6...1,2 м и длину до 10 м. По длине фашины перевязывают проволокой: легкие — в 2...3 местах, тяжелые — через 0,3...0,7 м. С торцов фашины закрывают пробками из коротких пучков хвороста.

При наличии большого количества камня для регуляционных сооружений, в частности для возведения дамб, используют габионы — ящики из металлической сетки, заполненные камнем. Сетку вяжут из оцинкованной проволоки диаметром от 2 до 4,5 мм. Габионы отличаются высокой прочностью и долговечностью, эластичностью и монолитностью, невысокой стоимостью. Однако широкого распространения не получили из-за дефицитности оцинкованной проволоки и высокого процента ручного труда при их изготовлении.

ГЛАВА 15

НАКОПИТЕЛИ ОТХОДОВ ПРОИЗВОДСТВ И ПРОМЫШЛЕННЫХ СТОКОВ

15.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В процессе изготовления основной продукции на всех промышленных предприятиях образуются твердые и жидкие отходы производства; отходы также накапливаются в результате деятельности жилищно-коммунальных комплексов.

С целью охраны окружающей среды, а также подготовки сточных вод к повторному использованию или сбросу в водоемы все отходы аккумулируются в специальных земляных емкостях и хранилищах, получивших общее название накопителей.

Отходами тепловых электростанций являются зола и шлак, собираемые в накопителях, называемых золоотвалами; металлургических комбинатов — измельченная пустая порода, так называемые «хвосты», собираемые в хвостохранилищах; горно-обогатительных, металлообрабатывающих и машиностроительных комбинатов — мелкий илистый осадок (шлам), складируемый в шламонакопителях; металлургических, химических, нефтеперерабатывающих и нефтехимических комбинатов — вода с содержанием кислот, спиртов, солей и нефтепродуктов, поступающая в накопители производственных сточных вод; карьеров добычи полезных ископаемых — пустая порода и грунт, поступающие в гидроотвалы вскрышного грунта; городских водопроводных и канализационных сооружений — ил, песок, складируемые на иловых и песковых площадках, и др.

Накопители должны быть просты по конструкции, обладать минимальной стоимостью, обеспечивать необходимые емкость и надежность хранения материала, аккумуляцию стока с расчетной площади водосбора в период выпадения осадков.

Накопители являются грунтовыми гидротехническими сооружениями, в состав которых входят ограждающие дамбы, земляная емкость для налива пульпы (смеси воды с золой, шламом, хвостами или грунтом), пруд-отстойник* для осветления пульпы, противофильтрационные устройства и устройства для отведения воды за пределы сооружения, дренажи и сбросные сооружения.

Проектирование накопителей основывается на расчетном количестве складируемых материалов в год и количестве лет эксплуатации сооружения, консистенции, химическом составе и температуре пульпы, решения об использовании осветленной воды после выпуска из сооружений (направлении ее на сброс или в систему оборотного водоснабжения), топографических, гидрологических, инженерно-геологических и гидрогеологических материалах и наличии местных строительных материалов.

При проектировании накопителей определяют размеры зон отвалов и накопителей и показатели намытого грунта; выбирают технологию намыва на основании расчетной средней интенсивности намыва в год в зависимости от характера складируемого материала, тип накопителя (намывной или наливной, см. гл. 9); определяют конструкцию дамб. Далее дают оценку надежности сооружения, для чего производят расчеты устойчивости крепления откосов ограждающих дамб и профиля намытого материала, гидравлической системы отвода осветленной воды, осветления воды в пруде-отстойнике, положения кривой депрессии фильтрационного потока, консолидации намытого материала и грунта с учетом фильтрации через намытый массив и основание сооружения, а также оборотной системы водоснабжения; разрабатывают технологию производства работ и организацию строительства сооружения, мероприятия по борьбе с пылением, указания по эксплуатации сооружения и организации контрольно-измерительной службы.

Конфигурация накопителей зависит от характера местности (см. гл. 8). В балочно-овражных накопителях (рис. 15.1, *а*) строят при малых уклонах дна оврага (или балки) обычно одну дамбу или при крутых уклонах дна — несколько дамб по длине оврага. В качестве боковых ограждающих сооружений используют естественные склоны оврагов. Накопители, расположенные на косогоре, ограждают тремя дамбами (рис. 15.1, *б*), с четвертой стороны накопитель ограждают естественным склоном. Подачу складируемого материала ведут от этого склона в сторону торцевой дамбы. Равнинные и пойменные накопители, т. е. расположенные

---

* Пруд-отстойник (отстойный пруд) — водоем в пределах накопителя, предназначенный для осаждения наиболее мелких частиц материала.

на равнине или в пойме реки (рис. 15.1, *в*, *г*), создают путем сооружения дамб по всему периметру накопителя. Подводные накопители располагают на мелководных участках водоемов, используя рельеф дна; при этом в ряде случаев удается создать накопитель с меньшей протяженностью дамб по сравнению с равнинным или пойменным накопителем. Серьезным недостатком подводных накопителей является отмыв и взвешивание находящихся в рых-

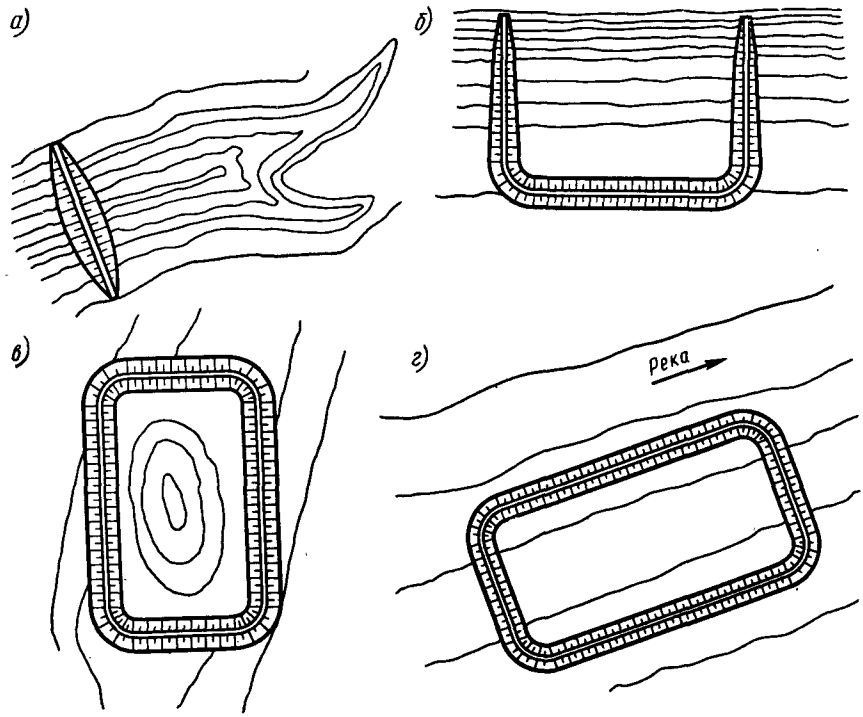


Рис. 15.1. Расположение накопителей на местности:
а — балочно-овражный; *б* — косогорный; *в* — равнинный; *г* — пойменный

лом состоянии тонких фракций складируемого материала, что приводит к ухудшению качества воды (пагубно влияет на фауну и флору водоема). При обсыхании поверхности складируемых материалов наблюдается интенсивное пыление, в частности при золоотвалах, что вредно для здоровья людей.

Котлованные и котловинные накопители располагают соответственно в искусственных выработках (карьерах) и естественных понижениях рельефа местности. Как правило, ограждающие дамбы в этих случаях не возводят.

Выбор типа накопителя зависит от консистенции складируемых отходов (жидкие или твердые), зернового состава твердых отхо-

дов, местных условий и др. Жидкие отходы и твердые отходы с содержанием частиц мельче 0,074 мм в количестве >70% складируют в накопителях наливного типа, остальные твердые отходы — в накопителях намывного типа.

15.2. ЗОЛООТВАЛЫ, ХВОСТОХРАНИЛИЩА И ДРУГИЕ НАКОПИТЕЛИ

Золоотвалы предназначены для складирования золошлакового материала — смеси негорючих веществ, оставшихся после полного сгорания топлива,— шлака и золы. Шлак — это частицы крупностью больше 0,25 мм, которые скапливаются в шлакосборниках; зола — это частицы мельче 0,25 мм, которые выносятся дымовыми газами из топки и улавливаются золоуловителями. Здесь будут рассмотрены золоотвалы для складирования золошлакового материала, удаляемого со станции гидравлическим транспортом.

Различают совместную систему гидрозолоудаления, когда осуществляется смешение золовой и шлаковой пульпы, которая транспортируется по общему трубопроводу и поступает в один отвал, и раздельную, когда зола и шлак транспортируются по разным трубопроводам и складируются в разных отвалах.

Система водоснабжения гидрозолоудаления может быть оборотной, когда отводимая из отстойного пруда осветленная вода возвращается на станцию и повторно используется, и прямоточной, когда осветленная вода сбрасывается в водоем.

По конструкции золоотвалы делят на дренированные (тип I), с поярусным обвалованием дамбами наращивания из золошлакового материала (тип II) или грунта (тип III) и с ограждающими грунтовыми дамбами, возводимыми на проектную высоту (тип IV).

Золоотвалы типа I строят с дренированным основанием по всей площади (рис. 15.2, *а*). На таком золоотвале водная составляющая пульпы фильтруется через намытые на подводном откосе отложения и поступает в дренажную систему основания, откуда после дочистки подается в оборотную систему водоснабжения предприятия или сбрасывается в реку (или водоем). При этом отпадает надобность в дамбах наращивания и водосбросных сооружениях. Золоотвалы типов II и III (рис. 15.1, *б*, *в*) проектируют с дренированным основанием в пределах надводного откоса намытого материала и мест скопления водной составляющей пульпы (прудов инфильтрации)*. Водосбросные сооружения для этих типов золоотвала предусматриваются только как резервные. Существуют комбинированные золоотвалы с дренированным основанием боковой зоны и прудом-отстойником, который или находится с золоотвалом в одной емкости, или отделяется от него дамбой. В этом случае водосбросные сооружения устраивают в зоне отстой-

* Пруд инфильтрации — водоем в пределах золоотвала, через дно которого вода просачивается в толщу намытого материала.

ного пруда, дамбы обвалования не возводят, так как устойчивость намытого материала обеспечивается раздельным намывом шлака и мелкого золошлакового материала. Золоотвалы с ограждающими дамбами оборудуют сбросными и дренажными устройствами. Дамбы в этом случае проектируют и рассчитывают как напорные сооружения из грунтовых материалов (см. гл. 10).

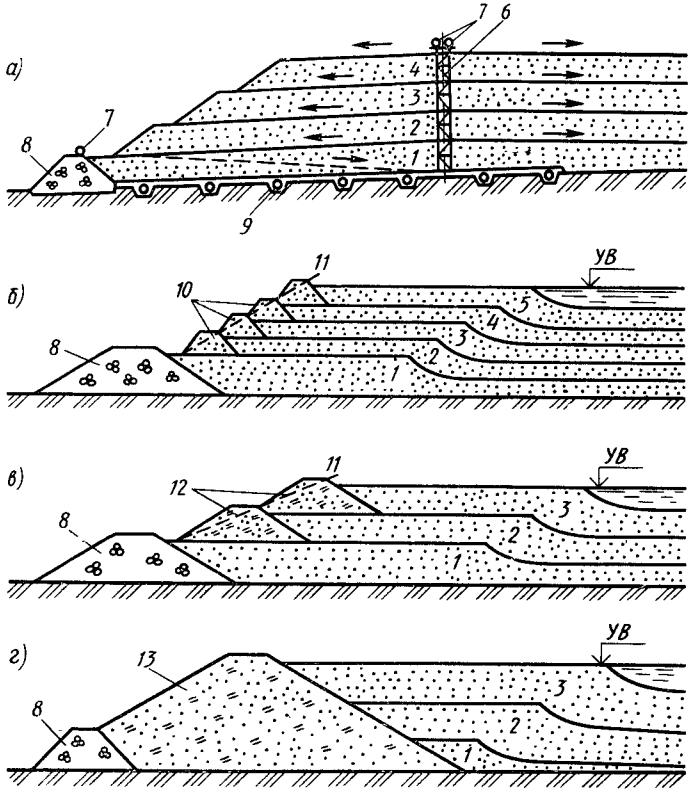


Рис. 15.2. Типы конструкций золоотвалов:

а — дренированный золоотвал; *б* — золоотвал с поярусным обвалованием из складируемого материала; *в* — золоотвал с поярусным обвалованием из грунта; *г* — золоотвал с ограждающей дамбой из грунта; *1 . . . 5* — ярусы намыва; *6* — эстакада; *7* — пульпопровод; *8* — первичная дамба; *9* — дренаж; *10* — дамбы наращивания из складируемого материала; *11* — проектный профиль; *12* — дамбы наращивания из грунта; *13* — ограждающая дамба из грунта

Золоотвалы I, II и III типов являются намывными, золоотвал IV типа — наливным.

Площади золоотвалов колеблются в пределах от 2 до 10 км². Средняя высота золоотвалов составляет 25 м. Интенсивность намыва или рост отложений по высоте золоотвалов в среднем составляет 1 см в сутки. Заполнение золоотвалов рассчитано на

многие годы. Золоотвалы эксплуатируют круглогодично: летом пульпа намывается по периметру (в боковую зону), а зимой намыв производится под лед в центральную (ядерную) зону. Гребень ограждающих дамб, которые возводятся сразу до проектной отметки, должен быть выше уровня воды в отстойном пруде в зависимости от класса сооружений на 0,7...2,0 м.

Необходимый объем золоотвала V_{af} (м³/год) для заполнения в течение каждого года эксплуатации станции

$$V_{af} = \frac{A_{asl}}{\eta_f \rho_{sk}}, \qquad (15.1)$$

где A_{asl} — годовой выход золошлакового материала, кг/год; $\eta_f = 0{,}75...0{,}9$ — коэффициент заполнения золоотвала, зависящий от его емкости; ρ_{sk} — плотность скелета золошлакового материала, кг/м³.

Хвостохранилища предназначены для складирования отходов металлургических заводов, образующихся при обогащении руд. При мокром процессе обогащения отходы поступают в хвостохранилище в виде пульпы с концентрацией 1 : 15...1 : 30. По конструктивным решениям они принципиально не отличаются от золоотвалов и в зависимости от рельефа местности могут быть любого типа (см. рис. 15.1).

По способу складирования хвостохранилища относят к намывным сооружениям (рис. 15.3). Для возведения дамб наращивания

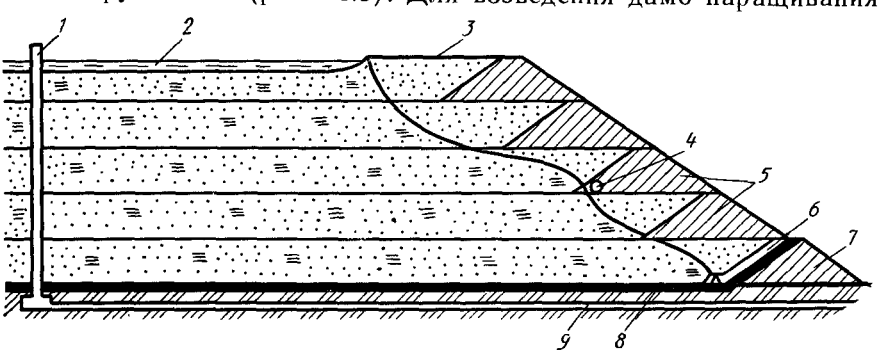


Рис. 15.3. Схема хвостохранилища:

1 — водосбросной колодец; *2* — отстойный пруд; *3* — пляж намыва; *4* — горизонтальная дрена; *5* — вторичные дамбы; *6* — дренаж; *7* — первичная дамба обвалования; *8* — экран; *9* — коллектор

(вторичного обвалования) используют твердые фракции хвостов. Эти дамбы строятся после заполнения начальной емкости хвостохранилища, образованной первичными дамбами обвалования, выполненными из местного грунта и вскрышной породы.

Существует две схемы подачи пульпы в накопитель. По первой схеме пульпопровод располагают на дамбах и хвосты укладывают от дамбы к берегу при косогорном и овражном типах накопителей. При этом крупные фракции хвостов осаждаются вблизи вы-

пусков пульпы, образуя по периферии накопителя пляж. Впоследствии из этого материала строят вторичные дамбы обвалования. Устойчивость их повышается за счет крупности материала. Мелкие фракции сносятся в отстойный пруд, где создаются хорошие условия для осветления воды. По второй схеме при равнинном или пойменном типах накопителей пульпопроводы прокладывают по всему периметру накопителя с образованием пруда-отстойника в его центральной части (рис. 15.4). При этом у дамб образуется зона отложения легких фракций, которые экранируют ложе нако-

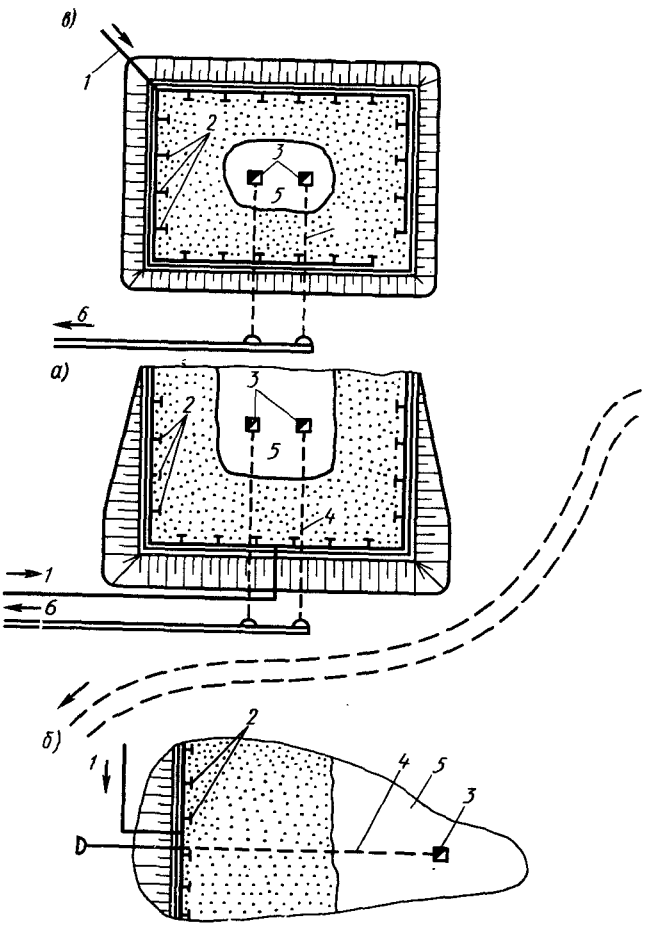


Рис. 15.4. Схема намывного накопителя (хвостохранилища):

а — косогорный тип; *б* — овражный тип; *в* — равнинный (или пойменный) тип; *1* — пульпопровод; *2* — выпускн; *3* — водосбросной колодец; *4* — коллектор осветленной воды; *5* — отстойный пруд; *6* — водоотводящий канал

пителя, что способствует уменьшению фильтрационных утечек воды. Поскольку в жидкой фазе хвостов могут быть токсичные вещества, снижение фильтрации в этом случае надо рассматривать как преимущество второй схемы. Однако процесс возведения вторичных дамб усложняется, их устойчивость за счет использования мелких фракций хвостов понижается. Поэтому вторую схему используют только в том случае, если она дает существенный экономический эффект.

Площадь хвостохранилищ составляет сотни гектаров, высота после заполнения достигает десятков и даже сотен метров. В хвостохранилищах складируют сотни миллионов тонн материалов.

Хвостохранилища в зависимости от необходимой степени надежности работы, объема или количества складируемых хвостов и высоты ограждающих дамб разделяют на пять классов (табл. 15.1).

Таблица 15.1. **Классы хвостохранилищ**

Класс	Объем хвосто-хранилища, млн. м³	Выход хвостов, т/сут	Высота ограждающих дамб, м	Степень ответственности и последствия разрушения сооружений
I	100	10 000	50	Особо ответственные, авария которых приводит к катастрофическим последствиям для населенных пунктов и предприятий, а также к отравлению, загрязнению водоемов и водотоков питьевого назначения
II	100	10 000	50	Особо ответственные, авария которых не сопряжена с катастрофическими последствиями для населенных пунктов и предприятий, но вызывает затопление сельскохозяйственных угодий, отравление и загрязнение водоемов и водотоков, имеющих народнохозяйственное зиачение
III	10...100	10 000...5000	20...50	Малоответственные, авария которых не может вызвать серьезиых последствий для населенных пунктов и предприятий и вызывает затопление местности, не имеющей народнохозяйственного значения
IV	10	5000...1000	20	Сооружения в незастроенной местности, авария которых вызывает затопление и загрязнение водоемов, не пригодных к использованию в данное время
V	10	1000	10	Временные сооружения, авария которых вызывает затопление земель и загрязнение водоемов, не пригодных к использованию в данное время

Хвостохранилища могут развиваться как по высоте, так и по площади в зависимости от технико-экономических показателей того или иного варианта увеличения объема хвостохранилища.

В поперечном сечении золоотвалов и хвостохранилищ выделяют две характерные зоны: боковую, где откладываются наиболее крупные фракции материала, и центральную (ядерную) в пределах пруда-отстойника, где откладываются мелкие фракции. Границы этих зон в поперечном сечении определяют при проектировании данных сооружений.

Для определения объема накопителя необходимо найти его плановые размеры и уклоны поверхности намытых отходов.

Средний уклон i_m поверхности выше уровня воды в первом приближении может быть вычислен по формуле

$$i_m = 0{,}02\sqrt[3]{C}, \tag{15.2}$$

где C — масса твердой фазы пульпы на выпуске из пульпопровода в долях единицы.

Для золошлакового материала по замерам на конкретных объектах $i_m = 0{,}002...0{,}009$.

В действительности профиль отложений как выше, так и ниже уровня воды в отстойном пруде имеет вогнутое очертание, выполаживаясь от бровки к урезу в надводной части и от уреза к центру пруда. На урезе уклон скачком возрастает и профиль получает перелом. Зная i_m и расстояние от бровки наружного откоса до уреза L_o и пользуясь рекомендациями [9], можно построить профиль поверхности отложений. Расстояние L_o (м) определяют по формуле

$$L_o = (0{,}01\sum q_i)L, \tag{15.3}$$

где Σq_i — суммарное содержание фракций крупнее $d_{pac} = 0{,}05$ мм в составе исходного золошлакового материала; L — расстояние от бровки наружного откоса до оси накопителя:

$$L \geqslant L_o + L_{cl}, \tag{15.4}$$

где L_{cl} — длина пути осветления, которая должна быть не менее половины ширины отстойного пруда.

Величину L_{cl} вычисляют по рекомендациям [9] в зависимости от глубины пруда, скорости втекания пульпы в пруд, заданного эффекта осветления, который в свою очередь определяется максимально возможной концентрацией взвеси в осветленной воде.

Глубина воды у водозаборных устройств d_w должна быть

$$d_w \geqslant (1...1{,}5) + h_i, \tag{15.5}$$

где h_i — толщина ледового покрова.

Для складирования твердых отходов обогатительных фабрик угольной промышленности, предприятий цветной металлургии, ма-

шиностроительных заводов создают *шламохранилища* с применением насыпных дамб из глинистых грунтов (значительно реже из складируемого материала). Отходы подают в виде пульпы, и замыв шламохранилища производится по тем же схемам, что и хвостохранилища.

В состав жидкой фазы пульпы могут входить токсичные вещества: серная кислота, цианиды, шестивалентный хром, свинец и др. Это требует повышенной противофильтрационной защиты, чтобы токсичные загрязнители не попали в окружающую среду.

Шламохранилища строят в виде ряда секций (не меньше двух) для надежности работы сооружения и возможности сезонного регулирования накопления шлама. Шламохранилища могут по объему достигать десятков миллионов кубических метров при глубине до 50 м.

Накопители производственных сточных вод строят путем ограждения определенной территории водонепроницаемыми дамбами. В состав сооружений входят площадка, огражденная дамбами, система подачи и распределения сбросной воды по сооружению, дренажная система для сбора осветленной воды, выпуски и водосбросы и циркуляционная насосная станция в случае использования оборотного водоснабжения.

Эти накопители обычно требуют герметизации сооружения во избежание фильтрации в почву содержащихся в сточных водах токсичных веществ или химикатов. Поэтому на дне и откосах накопителей или в теле дамб в зависимости от предъявляемых требований к хранению отходов устраивают обычные или усиленные противофильтрационные преграды.

Нефтенакопители применяют в системах промышленного водоснабжения для очистки воды от нефтепродуктов. В них собирается слой нефти и нефтепродуктов, которые отводятся в специальные емкости, а осветленная вода подается в систему оборотного водоснабжения промышленного предприятия.

Ливненакопители используют для сбора дождевых вод с территории промышленных площадок химических комбинатов и некоторых других промышленных производств. Сбор ливневых стоков диктуется необходимостью охраны окружающей среды от воздействия токсичных или сильно загрязненных дождевых вод. Твердые частицы, смываемые дождем с территории, задерживаются в ливненакопителе и затем перемещаются на песковые площадки; загрязненные токсичными веществами поверхностные воды собираются и направляются на специальные очистные сооружения.

Отстойные бассейны применяют в системах водоснабжения и канализации, для осветления воды и выполняют в виде земляных или железобетонных емкостей*.

---

* Подробно эти сооружения рассмотрены в курсах «Водоснабжение» и «Канализация».

15.3. ОГРАЖДАЮЩИЕ ДАМБЫ, ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ И ДРЕНАЖНЫЕ УСТРОЙСТВА

При устройстве наливных накопителей ограждающие дамбы могут быть приняты в виде грунтовых плотин всех типов (см. гл. 10).

При устройстве накопителей намывного типа возводят намывные дамбы однородные и с центральным противофильтрационным ядром по типу земляных плотин (см. гл. 10) и в виде упорной призмы, которая создается при одностороннем намыве складируемого материала. При этом крупные фракции оседают на пляже намыва и формируют призму намыва. Ее ширину назначают по результатам расчета устойчивости при самом неблагоприятном сочетании нагрузок.

При устройстве дамб ограждения (обвалования) из складируемого материала предварительно определяют его физико-механические свойства: зерновой состав, коэффициент неоднородности, коэффициент фильтрации, угол внутреннего трения, сцепление, плотность при различной пористости и влажности. Расчет устойчивости дамб в этом случае производится при наименьшей ширине пляжа намыва, нарушении работы дренажа, изменении зернового состава материала, максимальном обводнении боковой зоны в результате инфильтрации с пляжа намыва в процессе периодической подачи пульпы с предельно допустимой интенсивностью.

При сейсмичности района строительства более 7 баллов следует рассмотреть возможность разжижения водонасыщенного материала и повышение при этом коэффициента бокового давления.

При расчете устойчивости и осадки дамб следует учесть поровое давление, возникающее в процессе уплотнения складируемого материала. При расчете устойчивости откосов дамб рассматривают случай сползания массы грунта или складируемого материала по поверхности скольжения. Для насыпных дамб и наружных откосов намывных дамб эти расчеты производят по методам, изложенным в гл. 10. Для намывных дамб, кроме того, проверяют устойчивость упорной намывной призмы при воздействии неконсолидированного материала прудковой зоны.

Противофильтрационные устройства применяют для обеспечения надежной работы сооружений, исключения подтопления прилегающих территорий и загрязнения грунтовых и поверхностных вод содержащимися в сточных водах токсичными веществами.

Различают противофильтрационные устройства дамб и ложа накопителей (рис. 15.5). В первом случае эти устройства принципиально не отличаются от противофильтрационных устройств земляных плотин (см. гл. 10).

Противофильтрационные устройства чаши накопителей в зависимости от материала экранов могут быть жесткими, пластичными и гибкими. По конструкции различают экраны однослойные, двухслойные и комбинированные. Толщина экранов зависит от их

конструкции и применяемых материалов. Например, толщину однослойного экрана из глинистого грунта принимают равной 0,6... 0,75 м и толщину защитного слоя из местного грунта — не менее 0,6 м; толщину пленки из полиэтилена рекомендуется принимать в пределах 0,2...0,4 мм, при этом толщина защитного слоя из грунта на горизонтальных участках должна быть 0,5 м и на откосах — 0,8 м.

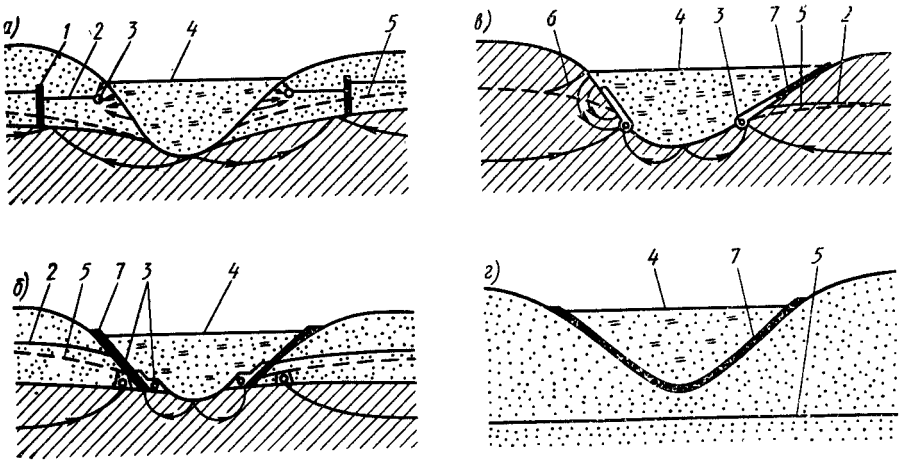


Рис. 15.5. Противофильтрационные устройства чаши накопителей:

а — совершенная завеса, прорезающая проницаемые породы берегов чаши накопителя и сопутствующий дренаж; *б* — экран, закрывающий места выходов проницаемых пород на берегах чаши накопителя и сопутствующий дренаж; *в* — кольцевая комбинированная завеса на берегах; *г* — пластовый экран, покрывающий всю смоченную поверхность накопителя; *1* — противофильтрационная завеса; *2* — кривая подпора грунтовых вод; *3* — дренаж; *4* — проектная поверхность накопителя; *5* — поверхность грунтовых вод до постройки накопителя; *6* — кривая депрессии; *7* — противофильтрационный экран

Дренажные устройства накопителей устраивают с целью обеспечения заданного положения линии депрессии, недопущения выпора и суффозии грунта, перехвата фильтрующихся из накопителя загрязненных вод, обезвоживания и консолидации складируемого материала.

Конструктивно дренажи накопителей могут быть выполнены в виде наслонных, трубчатых и ленточных дренажей, аналогично тому, как это делается в земляных плотинах, а также откосных пластовых, траншейных и комбинированных (рис. 15.6).

Откосный пластовый дренаж (рис. 15.6, *а*) применяют при неоднородности складируемого материала, в результате чего образуется слоистость отложений. Этот тип дренажа эффективно дренирует толщу отложений. Траншейный дренаж (рис. 15.6, *б*) применяют при проницаемом основании небольшой мощности, располагая трубчатые закрытые дрены вне тела накопителя, что является определенным преимуществом этого типа. Комбинированный дре-

наж (рис. 15.6, *в*) представляет собой комбинацию горизонтальных дрен в теле накопителя и вертикальных скважин в основании. Такой дренаж устраивают в том случае, когда дренаж одного какого-либо типа не обеспечивает заданного положения депрессионной кривой.

Если при сильнопроницаемых грунтах основания у берегов не удается перехватить фильтрационный поток загрязненных сточных вод, то в случае накопителя овражно-балочного типа ниже дамбы устраивают перехватывающий дренаж или в виде горизон-

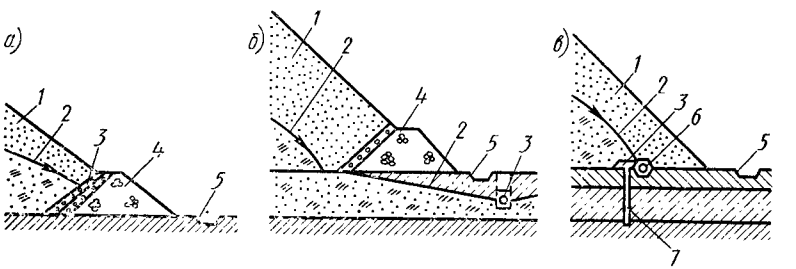


Рис. 15.6. Типы дренажных устройств дамб накопителей:
а — откосный дренаж; *б* — траншейный дренаж; *в* — комбинированный дренаж; *1* — тело дамб; *2* — кривая депрессии; *3* — дренаж; *4* — первичная дамба обвалования; *5* — водоотводная канава; *6* — водоотводная труба (дрена); *7* — дренажная скважина

тальной трубы при слое проницаемых грунтов небольшой мощности, или в виде вертикальных скважин при большой толщине таких грунтов.

Горизонтальные дрены представляют собой трубы, окруженные обратным фильтром. Подбор обратных фильтров осуществляется так же, как земляных плотин.

Вода в трубу поступает либо через незаделанные стыковые отверстия, либо через приемные отверстия, диаметр которых $d_0 = (2{,}5...3)\,d_{50}$, где d_{50} — диаметр частиц первого слоя фильтра 50%-ной обеспеченности.

Число дрен определяют по формуле

$$n_d = Q/Q_d \geqslant 3...4, \tag{15.6}$$

где Q — общий расход пульпы, поступающей в отвал; Q_d — расход дрен:

$$Q_d = \frac{39{,}3 d_d \sqrt{i}}{0{,}6 + \sqrt{d_d}}, \tag{15.7}$$

где d_d — диаметр дрены; $i = 0{,}002...0{,}003$ — уклон дрены.

Вертикальный дренаж представляет собой систему скважин, отводящих воду к насосной станции. Скважины оборудуют опорным каркасом в виде каркасно-стержневой конструкции или перфорированных труб из нержавеющей стали и фильтром из сортированного гравия (или щебня). Фильтры могут быть одно-, двух- и трехслойными.

Все материалы, применяемые для устройства противофильтрационных и дренажных устройств, должны обладать повышенной стойкостью против корродирующего воздействия химических веществ, содержащихся в сточных водах.

С целью охраны окружающей среды вокруг накопителей предусматривается охранная зона обычно шириной не менее 2 км. При этом должно учитываться господствующее направление ветра в этой местности, с тем чтобы накопитель расположить с подветренной стороны от населенных пунктов и промышленных предприятий во избежание негативных последствий пыления с поверхности накопителя.

ГЛАВА 16

ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

16.1. ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Общие положения и эксплуатационные режимы речных гидротехнических сооружений. Гидротехнические сооружения, как правило, обладают большой массой, располагаются на естественных основаниях, работают в тяжелых условиях воздействия на них гидрологических и атмосферных факторов, что может привести при определенных условиях к их повреждению и в некоторых случаях к аварии. Тяжелые последствия аварий гидротехнических сооружений, особенно напорных, заставляют предъявлять к их надежности * повышенные требования.

Эти требования должны предусматриваться при проектировании, обеспечиваться при строительстве и эксплуатации. При проектировании проводят соответствующие расчеты устойчивости и прочности сооружения и его элементов. На стадии строительства следует строго придерживаться проекта как в части конструктивной, так и в части производства работ. В условиях эксплуатации должен осуществляться систематический контроль за состоянием сооружения с целью своевременного обнаружения повреждений и их устранения. Таким образом, техническая эксплуатация гидротехнических сооружений должна обеспечить оптимальные условия для выполнения ими технологических функций и предупреждать преждевременный износ сооружений при минимальных эксплуатационных затратах [2]; кроме того, должны быть обеспечены без-

* Надежностью сооружения называют свойство сооружения выполнять свои функции, сохраняя эксплуатационные показатели в заданных пределах в течение требуемого промежутка времени — срока службы.

опасность обслуживающего персонала, прилегающей территории и охрана окружающей среды.

Техническая эксплуатация гидротехнических сооружений осуществляется специальным подразделением в составе дирекции сооружения или комплекса сооружений, которое в своей деятельности руководствуется Правилами технической эксплуатации, разработанными и утвержденными соответствующими ведомствами, а также Типовыми инструкциями по эксплуатации гидротехнических сооружений. В соответствии с этими документами на каждом предприятии разрабатываются местные производственные и должностные инструкции, которые регламентируют всю деятельность указанных подразделений (гидротехнического цеха или участка). В местной производственной инструкции, которая утверждается руководством предприятия, должны быть отражены краткая характеристика гидротехнических сооружений, сведения по гидрологическому режиму реки, водохозяйственная схема гидроузла, порядок эксплуатации в нормальных и экстремальных (половодье, ледостав, аварийное состояние) условиях, подготовка и проведение ремонта, контроль за работой сооружений, требования техники безопасности, порядок учета стока воды.

В местной производственной инструкции должны быть помещены сведения, характеризующие материал и основание гидротехнических сооружений, гидрологические параметры водохранилища и гидравлические показатели сооружений, порядок и очередность проведения осмотра, наблюдения и контрольных измерений по каждому сооружению.

Речные гидротехнические сооружения эксплуатируют в различных режимах: в периоды половодья и паводков, межени, в зимний период, в аварийных условиях. При подготовке к каждому эксплуатационному режиму проводят ряд мероприятий. План мероприятий по пропуску половодья (паводка) предусматривает режим предварительной сработки и последовательного наполнения водохранилища, подготовительные работы перед половодьем, режим работы гидроузла во время пропуска высоких вод, работы после пропуска высоких вод. При подготовке к эксплуатации сооружений в морозный период проверяют готовность к работе в зимних условиях всего технологического оборудования (затворов, очистных решеток, их обогрева, освещения ограждений и проч.), перевод на зимнее содержание производственных помещений, дренажей, контрольно-измерительной аппаратуры, подготовку инструмента, приспособлений, подъездов и т. д.

При подготовке к морозному периоду большое внимание уделяют пропуску через сооружения шуги. В Типовой инструкции рекомендуется для предотвращения забивания шугой сороудерживающих решеток, водозаборов и т. д. поддерживать равномерный режим работы гидротурбины (для случая ГЭС) при постоянном уровне верхнего бьефа, обеспечить обогрев решеток, установить запани для направления шуги к сбросным отверстиям, разрабо-

тать, исходя из местных условий, оптимальное маневрирование затворами. Более подробный план борьбы с шугой разрабатывают в рамках местной производственной инструкции для конкретных сооружений.

В этой же инструкции должен быть план действий на случай аварийной ситуации, причиной которой могут быть катастрофический паводок, селевой поток большой мощности, большая волна от обвала горных пород в водохранилище, сильное землетрясение, катастрофические ливневые осадки, ненадежная работа элементов и устройств гидроузла. В местной производственной инструкции должны быть предусмотрены мероприятия по уменьшению ущерба от аварии и определены обязанности персонала на этот случай; подготовлены материалы, транспорт, связь, средства предупреждения персонала и органов местной власти.

Во всех случаях, когда возникает угроза разрушения гидротехнических сооружений, необходимо срочно оповестить все нижележащие населенные пункты и гидроузлы, обеспечить вывод населения в безопасные места. При обнаружении каких-либо повреждений и дефектов гидротехнических сооружений, которые могут привести к аварии, они должны быть немедленно устранены.

Эксплуатационный контроль за состоянием и работой гдротехнических сооружений. Эксплуатационный контроль необходим с целью получения систематических достоверных данных о состоянии и работе гидротехнических сооружений, предупреждения аварий, выбора оптимальной работы агрегатов, назначения и выбора технологии ремонтных работ, усовершенствования и реконструкции сооружений.

Наблюдение за сооружениями ведут с начала строительства и продолжают весь период эксплуатации. При строительстве современных сооружений проектом предусматривается установка в сооружении и его основании контрольно-измерительной аппаратуры для наблюдения за смещениями и деформациями сооружения и его отдельных элементов, напряжениями в теле сооружения, его конструктивных элементах и в основании, осадкой сооружения, характеристиками фильтрационного потока, воздействиями потока воды и льда на элементы сооружений. Одновременно измеряют гидрометеорологические факторы: температуру воздуха и температуру воды на поверхности и по глубине, уровни, скорости потока, параметры волнения. Наблюдают за размывами в нижнем бьефе и аккумуляцией наносов в верхнем бьефе, определяют агрессивность воды к бетону и металлу. Для установления причинных связей наблюдения за взаимообусловленными явлениями должны проводить в одни и те же сроки (синхронно). При необходимости ведут инструментальные наблюдения за вибрацией сооружений, их смещениями и напряженным состоянием при сейсмических воздействиях, напряженно-деформированным состоянием при термосиловом воздействии, определяют степень и характер коррозии бетона, железобетона и металла.

Объем и сроки наблюдения устанавливаются местной производственной инструкцией с учетом характера измерений и срока службы сооружений. Время безотказной работы контрольно-измерительной аппаратуры, как показала практика, значительно меньше срока службы сооружений. Поэтому рекомендуется проводить измерения с помощью контрольно-измерительной аппаратуры в первые годы работы сооружений после их ввода в эксплуатацию. В начальный период измерения ведут чаще, чем в последующие годы. Сроки и состав наблюдений зависят от типа сооружения и его класса. Сооружения I и II классов во всех случаях оснащают контрольно-измерительной аппаратурой общего типа для измерения смещений, деформаций, осадок, напряжений, расходов, уровней и т. п.

Полученные данные обрабатывают, оформляют соответствующим образом, систематизируют и анализируют, сопоставляя с расчетными данными и данными предыдущих измерений. На основании полученных материалов может быть объективно оценено состояние сооружений, определены места повреждений, нарушение режима работы отдельных механизмов и устройств и обоснованно определены необходимость и объемы текущего и капитального ремонтов.

Бетонные и железобетонные сооружения. Осадки гидротехнических сооружений из бетона и железобетона определяют геометрическим нивелированием с точностью, характеризуемой средней квадратичной ошибкой не более $\pm 1{,}0$ мм при скальном и не более $\pm 2{,}0$ мм при сжимаемом основании. Указанная точность измерения позволяет выбрать класс инструмента, методику измерения и тип высотной опорной сети. Для наблюдения за осадками устанавливают рабочие фундаментальные реперы вне пределов возможных деформаций прилегающей к сооружениям территории и создают сеть контрольных высотных марок. Для определения осадок основания закладывают глубинные марки. Суммарные осадки определяют нивелированием высотных марок, заложенных на поверхности блоков и секций сооружения. Для установки инструментов и реек создают стационарные опоры. Наблюдения за осадками проводят при постоянной температуре и устойчивом уровне воды в водохранилище. Измерение осадок до их стабилизации, что определяется осадкой 1...2 мм в год, проводят ежегодно; после стабилизации — не реже одного раза в пять лет. Горизонтальные смещения бетонных и железобетонных высоконапорных плотин в зависимости от типа сооружений, их геометрических размеров и топографических условий можно определять тремя способами: створным, комбинированным и геодезических засечек. Основным способом является створный. При измерении смещений гребня плотины устанавливают опорные пункты вне пределов сооружения в виде массивных бетонных опор и сеть контрольных пунктов по гребню сооружения. По отклонению контрольных пунктов от ство-

ра судят об общих смещениях сооружения. Для определения смещения основания створ оборудуют в смотровой галерее.

При высоконапорных плотинах применяют комбинированный способ — сочетание створного способа с триангуляцией. Способ геодезических засечек используют в дополнение к створному для определения смещений контрольных пунктов, устанавливаемых на арочных плотинах на разных уровнях с низовой стороны. Относительные смещения отдельных элементов сооружения, их наклоны, повороты, изгибы определяют с помощью специальных приборов (щелемеров, клиномеров, обратных отвесов и т. п.). Раскрытие деформационных и температурных швов, а также трещин в бетоне измеряют с помощью щелемеров. Напряженное состояние массивных бетонных плотин в большой степени зависит от их температурного режима, поэтому одновременно фиксируются напряжения в бетоне с помощью закладных тензометров различной конструкции и температура бетона. Деформации оснований сооружения измеряются с помощью тензометров, закладываемых в скальные основания, и с помощью грунтовых динамометров в случае сжимаемых оснований.

Одной из важнейших задач при эксплуатации напорных сооружений является наблюдение за фильтрацией через сооружение, в основании и в обход сооружения, что осуществляется с помощью сети трубчатых пьезометров, которые закладываются в точках, указанных в проекте. Оголовки напорных пьезометров оборудуют манометрами и устройствами, позволяющими определять дебит пьезометра. В безнапорных пьезометрах предусматривается использование лотов различной конструкции.

В железобетонных конструкциях измеряют усилия в арматурных стержнях с помощью арматурных динамометров.

На гидротехнические сооружения из бетона и железобетона резко отрицательно сказывается вибрация, особенно на сооружения сборно-монолитной конструкции. Для определения уровня вибрации и выявления причины ее появления измеряют пульсации давления в потоке одновременно с вибрацией. В первом случае используют высокочастотные датчики различной конструкции, во втором случае — низкочастотные вибродатчики с диапазоном измерения 1...30 Гц. При этом для измерений вибраций в диапазоне 1...2 Гц удобнее и проще использовать вибрографы, работающие в режиме акселерометров.

При визуальном осмотре сооружений особое внимание должно уделяться состоянию бетона напорной грани сооружения в зоне колебаний уровня. Необходимо выявить различного вида повреждения бетона — размягчение бетона, раковины, трещины и др. В этом случае необходимо исследовать прочность бетона либо непосредственно в сооружении, либо путем испытания в лаборатории выбуренного керна. При наличии на низовой грани участков бетона, пораженных выщелачиванием извести, необходимо произвести химический анализ профильтровавшейся воды и воды из

верхнего бьефа и результаты сравнить, что позволит определить степень поражения бетона. Далее следует определить площадь и глубину пораженных участков и плотность бетона в их пределах.

В железобетонных конструкциях могут появиться трещины в защитном слое либо за счет электрохимической коррозии (эти трещины направлены вдоль арматуры), либо от силовых воздействий (в этом случае трещины расположены под разными углами к продольной арматуре). Необходимо зафиксировать характер трещин, их величину и количество и установить наблюдение за их развитием. О наличии трещин, неплотности швов в бетонном сооружении можно судить по фильтрационному расходу через сооружение. Его значение можно определить по изменению уровня в дренажных колодцах за определенное время (в здании ГЭС) и путем установки мерных водосливов в сборных кюветах (в галерее плотины).

Сооружения из местных материалов. Для грунтовых плотин I, II и III классов и IV класса высотой более 15 м в обязательном порядке проводят наблюдения за осадками гребня плотины и отдельных ее элементов и фильтрацией через тело плотины, в ее основании и в обход плотины.

В высоких плотинах I и II классов устанавливают контрольно-измерительную аппаратуру и ведут специальные наблюдения по определению напряженно-деформированного состояния тела плотины с помощью грунтовых динамометров и пьезодинамометров. Наблюдения начинают в период строительства и заканчивают после стабилизации деформаций. Измерение пространственных смещений гребня плотины, берм и откосов плотин производят с помощью контрольных постов (марок), высотное положение которых определяют путем нивелирования III класса (или более высокого класса при специальном обосновании), и плановые смещения теми же способами, что и в случае бетонных плотин.

Осадки основания и отдельных слоев по высоте плотины определяют по смещению глубинных марок. В каменно-набросных плотинах устанавливают специальные наблюдательные шахты, оборудованные отвесом. Наблюдения в плотинах I и II классов ведут согласно «Типовой инструкции по эксплуатации гидротехнических сооружений русловых электростанций» (1979) за осадкой подошвы один раз в 1...3 месяца в период строительства и до наполнения водохранилища, а затем один раз в год до затухания осадок; за осадкой гребня и берм плотины — один раз в месяц в первый год наблюдений, один раз в 3 месяца во второй год, затем один раз в год до затухания осадок.

В эти же сроки производят наблюдения за плановыми смещениями. Осадки считаются практически затухшими при их значении 2...5 мм в случае грунтовых плотин и 10...20 мм в случае каменно-набросных в год. После затухания смещений наблюдения повторяют один раз в пять лет.

При наблюдениях за фильтрацией в плотинах из местных материалов определяют положение депрессионной кривой в теле плотины, место выхода фильтрационного потока на низовом откосе, фильтрационный расход.

В высоких плотинах (более 25 м) ведут наблюдения за пóровым давлением вне зависимости от их конструкции (кроме каменно-набросных). При наличии глинистых экранов (при возведении плотины методом отсыпки суглинистых грунтов в воду) наблюдения за пóровым давлением организуют и на плотинах меньшей высоты.

Положение депрессионной кривой определяют с помощью шахтных пьезометров, установленных в поперечном сечении плотины. Распределение гидродинамического давления в фильтрационном потоке измеряют с помощью точечных пьезометров. Пóровое давление в глинистых грунтах определяют с помощью дистанционных пьезометров, двухтрубных пьезометров или специальных датчиков конструкции НИС Гидропроекта.

Положение кривой депрессии измеряется один раз в 5... 10 дней, пóровое давление один раз в 10...20 дней в начальный период эксплуатации, затем реже и прекращается при полной консолидации грунта (стабильности показаний датчиков).

Фильтрационный расход измеряют одновременно с наблюдениями за положением депрессионной кривой. Измеренные расходы сравнивают с расчетными и при их превышении принимают меры по установлению причин такого положения и их ликвидации. Одновременно с измерением расхода отбирают пробы воды для определения мутности фильтрующихся вод и их химического анализа. При обнаружении выноса твердых частиц и химических соединений вытекающей из тела плотины водой принимают меры по устранению этих явлений.

Скорость фильтрационного потока определяют методом индикаторов два раза в год. Представление о скорости фильтрации дает систематическое сравнение температуры воды в пьезометрах и в водохранилище с интервалом 10...20 дней.

Кроме инструментальных наблюдений систематически осуществляют визуальный осмотр сооружений, обращая внимание при этом на состояние откосов и гребня плотины (просадки, подвижки, оползни и проч.), крепления верхового и низового откосов (сохранность крепления, деформация швов между плитами крепления, вымыв грунта из-под плит, разрушение каменного крепления низового откоса после половодья и др.), выход фильтрационных вод на низовом откосе, исправность дренажных устройств и водоотводящих канав, размывы откосов и берегов.

Режим реки, русловые процессы и зимний режим. При наблюдении за режимом реки (водотока) измеряют уровни воды в бьефах, перепад уровня на сороудерживающих решетках, значение которого позволяет судить о степени их засоренности, расходы через во-

досбросы и турбины (при их наличии), открытия водосбросных отверстий. Все эти измерения на крупных гидроузлах ведут с помощью электронной измерительной аппаратуры с автоматической записью показаний. Измерительный створ уровня верхнего бьефа устанавливают на расстоянии $(4...5)H$, где H — максимальный напор на водосливе, т. е. вне пределов кривой спада. В нижнем бьефе створ измерений уровня должен быть вынесен в конец участка сопряжения с руслом, где распределение скоростей близко к бытовому. При определении стока через гидроузел учитывают расход через турбины, водосбросные и водопропускные сооружения, все виды утечек и фильтрации в створе ГЭС. Сток в створе ГЭС определяют непрерывно для получения ежесуточных, а также максимальных и минимальных его значений в различные фазы режима водотока. При наблюдении за русловыми процессами персонал ГЭС определяет наличие и величину размывов или отложения наносов в нижнем бьефе с помощью регулярных промеров в фиксированных створах. Эти работы обычно проводятся в межень.

Состояние креплений в нижнем бьефе систематически подвергается водолазному осмотру. Ведут наблюдения за размывом берегов водохранилища, формированием отмелей, заилением водохранилища с помощью промеров по фиксированным поперечникам. При затруднениях в работе гидроузла из-под наличия большого количества наносов (заиление водохранилища, износ лопаток гидротурбин, абразивное действие на материал сооружений и др.) принимают меры по интенсивному сбросу наносов в нижний бьеф.

В период отрицательных температур ведут наблюдения за началом и особенностями ледостава, наличием шуги, таянием ледяного покрова, особенностями ледохода через гидроузел, обледенением технологического оборудования и сооружений. Систематически измеряют температуру воздуха и воды.

16.2. ОХРАНА ВОДНЫХ РЕСУРСОВ

Источники и виды загрязнения водоемов и рек. Под загрязнением водоемов и рек следует понимать введение в результате деятельности человека в водную среду веществ, ухудшающих качество воды, отрицательно действующих на здоровье человека, оказывающих негативное влияние на обитающие в водной среде организмы как на индивидуальном уровне, так и на уровне популяций, видов или биоценозов, вызывая зачастую их гибель.

Антропогенное влияние на водную среду выражается также в чрезмерной добыче рыбы, животных, растений, минеральных ископаемых, в том числе песка и гравия.

Загрязняющие вещества оказывают влияние на метеорологические, гидрологические и климатические условия отдельных районов, крупных регионов и в масштабе всей планеты.

Загрязнение водных ресурсов может быть химическим, радиоактивным, микробиологическим, органическим, минералогическим, тепловым.

К химическим загрязнителям относят ряд металлов, а также тяжелые углеводороды — хлорированные (пестициды, полихлорированные бифенилы), нефтяные (бензапирен, метилнафтилен), а также сырую нефть и нефтепродукты. Наибольшую опасность представляют собой те химические вещества и соединения, которые имеют повсеместное распространение, непрерывно поступают в реки и водоемы, обладают высокой устойчивостью в воде, легко аккумулируются живыми организмами и в ничтожных концентрациях обладают высокой токсичностью.

К токсичным металлам относятся ртуть, свинец, кадмий, медь, цинк, мышьяк. Самой токсичной считается ртуть. Ртуть в воде соединяется (ассоциируется) со взвешенными частицами и органическими агрегатами, опускается на дно и попадает в донные отложения, где переходит в высокотоксичные формы. Эти вещества аккумулируются в мышечных тканях рыб и животных бентоса с концентрацией в $10^3...10^4$ раз выше, чем в воде. Кадмий также активно аккумулируется в мышцах и внутренних органах рыб. В воды суши и океана свинец поступает главным образом из атмосферы, где он накапливается в основном за счет работы транспорта, который в масштабе планеты в год выбрасывает в атмосферу 500 тыс. т свинца.

Соединения меди, цинка, хрома, мышьяка и других металлов, особенно металлоорганические соединения, обладают высокой токсичностью и вредно влияют на гидробионты на всех уровнях: генетическом, физиологическом, молекулярном и биохимическом.

Соединения тяжелых металлов (ртути, свинца, кадмия), аккумулируясь в живых организмах в высоких концентрациях, передаются по пищевым цепям и могут представлять опасность для человека. Известны случаи поражения большого числа людей органической (т. е. содержащейся в организмах) ртутью. Отмечен канцерогенный эффект соединений некоторых металлов, в частности соединений мышьяка.

Хлорированные углеводороды в отличие от нефти и металлов не относятся к природным веществам водной среды. Это так называемые *ксенобиотики,* т. е. вещества, чуждые биосфере (греч. *xenos* — чужой). В то же время производство пестицидных препаратов (бензолгексахлорид и т. д.) и полихлорированных бифенилов (ПХБ) возрастает в соответствии с требованиями сельского хозяйства и промышленности и эти вещества попадают во внешнюю среду. В мире ежегодно поступает на рынок более 250 тыс. т пестицидов; около 1,5 млн. т уже осталось в экосистемах суши и моря. Указанные вещества накапливаются в планктоне, в мышцах и внутренних органах водных организмов с коэффициентом относительно воды порядка $10^4...10^5$, что уже представляет опасность для человека.

Атмосфера Земли содержит ряд примесей, среди которых особое место занимают изотопы некоторых элементов, или *радионуклиды*. Естественными источниками радионуклидов являются распад урана-238 и тория-232, рассеянных в толще почвы и горных пород Земли, и бомбардировка атмосферы Земли космическими лучами, главным образом протонами.

В первом случае образуются радионуклиды родон-222 и родон-220, проникающие через поры и щели в горных породах в атмосферу, где, распадаясь, создают цепочку переходящих друг в друга радионуклидов, в том числе свинец-212, свинец-214, свинец-210, висмут-214 и др. Во втором случае протоны, обладающие огромной энергией, при взаимодействии с ядрами атомов кислорода, азота и т. д. генерируют большое число радионуклидов, в том числе тритий, углерод-14, бериллий-7 и др. Таким образом, в атмосфере всегда находилось определенное количество радионуклидов, концентрация которых не угрожала жизни на Земле. Однако после 1945 г., когда была изготовлена первая атомная бомба и сброшена на города Хиросима и Нагасаки, а в дальнейшем начались систематические испытания атомных и термоядерных бомб и строительство атомных электростанций, ситуация на планете резко изменилась.

Взрыв в атмосфере атомной бомбы мощностью в 1 кт создает источник радиации активностью 415 млн. Ки через один час после взрыва (1 Ки равен $2{,}22 \cdot 10^{12}$ распадов радиоактивных ядер в минуту). С течением времени радиактивность уменьшается и составляет 250 тыс. Ки через месяц и 10 тыс. Ки через год. Самые опасные радионуклиды и самые долгоживущие — стронций-90 (28 лет), цезий-137 (30 лет) и тритий (12,7 года),— попадая в атмосферу, ассоциируются с пылью и затем долгие годы выпадают на поверхность суши и Океана.

Радионуклиды накапливаются в морских организмах, в том числе и идущих в пищу, в донных отложениях. Последствия от воздействия радионуклидов на живые организмы, включая человека, самые тяжелые и проявляются на всех уровнях. Радионуклиды являются серьезным канцерогенным фактором.

Наиболее распространенным загрязнителем вод суши и особенно вод Океана следует считать нефть и нефтепродукты. Источники загрязнения моря нефтью могут быть естественными (просачивание жидких углеродов на дне в районе подводных месторождений) и искусственными (антропогенными), на долю которых приходится более 90% общей массы нефти, поступающей в Океан, что составляет примерно 6 млн. т в год. Загрязнение вод суши имеет главным образом искусственное происхождение.

По месту возникновения источники загрязнения делят на континентальные, атмосферные и морские. Континентальными источниками являются сбросы прибрежных нефтеочистительных заводов, городские сточные воды, отходы промышленных предприятий, сбрасываемые непосредственно в реки и водоемы. Две трети по-

ступающих в атмосферу углеводородов представляют собой продукты неполного сгорания топлива в автомобильных двигателях и выбросов других видов транспорта; одна треть обязана своим происхождением выбросам стационарных установок сжигания топлива и испарению растворителей и бензина. Таким образом, борьба за чистоту воздуха — это одновременно и борьба за чистоту вод суши и океанов. Следует отметить, что углеводороды, попадая в атмосферу, претерпевают химические изменения и возвращается на сушу и выпадает на поверхность океана углеводородов значительно меньше, чем поступает в атмосферу,— соответственно 4 млн. т из 68 млн. т.

К морским источникам загрязнения нефтью относят морские перевозки, при которых в Океан поступает более 40% антропогенного загрязнения, и морские нефтегазопромыслы, откуда поступает на поверхность моря 4% от общего загрязнения, или 0,2 млн. т нефти.

Микробиологическое загрязнение происходит в результате стока терригенных вод в реки и водоемы, когда в них попадают патогениые и условно патогенные микроорганизмы, которые приспосабливаются к новым условиям, особенно в пресных и опресненных и богатых питательными веществами районах при затрудненном водообмене.

Патогенные микроорганизмы активно развиваются в гидробионтах — фильтратах, играющих значительную роль в пищевых цепях.

За рубежом имелись случаи заболеваний в прибрежных населенных пунктах, связанные с распространением вируса холеры. Для микробиологического загрязнения прибрежных участков моря создаются благоприятные условия при строительстве берегозащитных комплексов, включающих подводные волноломы в их современном оформлении, буны и траверсы. При этом сильно затрудняется водообмен между морем и межбунными пространствами, что ведет к их сильному загрязнению. Поэтому весьма желательно проектировать и строить такие берегозащитные сооружения, которые бы полностью исключали подобную ситуацию, например свободные пляжи.

При строительстве мощных тепловых и атомных электростанций на берегу морей и водохранилищ создается опасность теплового загрязнения акватории, что выражается в повышении температуры воды в прилегающих к станции районах водоема при сбросе использованной для охлаждения воды. Повышение температуры воды на 3...4°С в корне меняет условия обитания водных организмов и вызывает изменения флоры и фауны водоема в нежелательную сторону.

Распределение загрязнителей в водоемах определяется гидродинамическим и метеорологическим режимом, характером источника загрязнения и природой загрязнителя.

Загрязнители накапливаются на границе воздух — вода в прибрежных районах, в донных отложениях, в районах *апвелингов,* в областях гидрофронтов и встречи разнокачественных вод, на поверхности взвешенных частиц, главным образом органических агрегатов, в водных организмах.

Особый интерес для человека представляет зона шельфа, в частности его прибрежная часть, где в основном протекает хозяйственная деятельность. В то же время эта зона Океана оказывается наиболее загрязненной.

Охрана водных ресурсов от загрязнений. Все природные воды суши и Океана обладают способностью *самоочищения,* т. е. способностью восстанавливать свои природные свойства после загрязнения за счет физических и биологических процессов — испарения, осаждения, растворения, ассимиляции загрязнителей организмами, биодеструкции, химических реакций, в том числе окисления.

При небольшом объеме загрязнения *экологические системы рек* и водоемов справлялись с этой нагрузкой. С развитием городов, промышленности, транспорта, увеличением народонаселения стремительно возрастает уровень загрязнения водоемов. В настоящее время некоторые реки и водоемы, отдельные районы Океана и Океан в целом находятся на пределе своих возможностей по самоочищению, некоторые его районы находятся на грани биологической катастрофы.

Рост загрязнения гидросферы и атмосферы, если этот процесс не остановить, в конце концов может привести к глобальным изменениям природы нашей планеты, что может поставить под угрозу само существование жизни на Земле. В то же время роль гидросферы как источника пищевых ресурсов, полезных ископаемых, энергетических ресурсов будет неуклонно возрастать в будущем. Поэтому в мире растет обоснованная тревога о будущем Земли, принимаются природоохранные меры на территориальном, региональном и международном уровнях.

Природоохранные меры могут быть административными и техническими. К административным мерам относятся законодательные акты отдельных государств и группы государств, международные соглашения, регламентирующие порядок природопользования и меры по охране природы.

В нашей стране с первых дней Советской власти уделялось серьезное внимание охране природы. За первые пять лет существования Советского государства было издано более 200 декретов по вопросам охраны и использования природных ресурсов. Многие из них были разработаны по указанию В. И. Ленина, и часть была им подписана. Социалистический строй с его плановым хозяйством обеспечивает наилучшую форму взаимодействия общества и природы. Если при капитализме земли, леса, воды и другие природные богатства являлись частной собственностью, предметом купли — продажи, что затрудняло планирование природопользования, то в социалистическом обществе все это принадлежит госу-

дарству, действующему в интересах всего народа, и это является правовой основой для осуществления природоохранных мер. Конституция СССР законодательно определила место и роль государства и каждого члена общества в деле охраны природы и рационального использования природных ресурсов. На основании этого закона государственные исполнительные органы власти разрабатывают конкретные директивы. Особое значение имеет закон «Основы водного законодательства Союза ССР и Союзных республик», принятый 10 декабря 1970 г., в котором определены порядок водопользования, мероприятия по охране вод и предупреждению их вредного воздействия, учет и планирование использования вод, ответственность за нарушение водного законодательства.

В 1972 г. были приняты постановления: Верховным Советом СССР «О мерах по дальнейшему улучшению охраны природы и рациональному использованию природных ресурсов» от 20 сентября и ЦК КПСС и Советом Министров СССР «Об усилении охраны природы и улучшении использования природных ресурсов» от 29 декабря. В этих документах охрана окружающей среды рассматривается как важнейшая государственная задача. В принятой XXVII съездом КПСС программе «Основные направления экономического и социального развития на 1985—1990 годы и на период до 2000 года» выделен специальный раздел по охране природы, где предусмотрены меры по усилению охраны природы, обеспечению рационального использования и воспроизводства природных ресурсов.

Рассматривая охрану морей от загрязнения как часть программы по охране природы, Советское правительство приняло ряд соответствующих постановлений. В феврале 1974 г. Совет Министров СССР принял постановление «Об усилении борьбы с загрязнением моря веществами, вредными для здоровья людей или для живых ресурсов моря», которым предусматривается, в частности, необходимость установить перечень веществ, сброс которых в водоем запрещается, и предельно допустимые их концентрации (ПДК). Приняты ЦК КПСС и Советом Министров СССР постановления о предотвращении загрязнения морей Азовского, Черного, Балтийского и Каспийского. Одиннадцатая пятилетка являлась завершающей по выполнению этих постановлений, предусматривающих запрещение сброса неочищенных вод в указанные моря.

В исполнение указаний партии и правительства об охране морей от загрязнения на морских бассейнах осуществляется ряд конструктивных и технических мер.

Охрана рек, озер и морей в нашей стране рассматривается партией и правительством как часть программы по охране гидросферы. Поэтому Советский Союз является инициатором и активным участником ряда международных и двусторонних соглашений и программ по охране вод суши и Океана от загрязнения.

После двух неудачных попыток (1926 и 1934 гг.) в Лондоне в 1954 г. на Международной конференции была выработана конвен-

ция о предотвращении загрязнения Океана нефтью и нефтепродуктами, которую подписали 20 стран, в том числе СССР. В этом документе указывалось, что единственно радикальной мерой по предотвращению загрязнения Океана нефтью является полное запрещение слива нефти и нефтепродуктов в море. Однако страны не были готовы к такому решению и была принята временная мера — запрещение слива в 50-мильной прибрежной полосе.

В 1962 г. на Лондонской Международной конференции была принята поправка к конвенции 1954 г. о повсеместном запрещении слива нефти в море. К сожалению, эта поправка выполняется не везде и не во всех случаях.

Большое значение имеют региональные соглашения. В 1969 г. было подписано заинтересованными сторонами соглашение по предотвращению загрязнения нефтью Северного моря. В 1967—1970 гг. семью странами — СССР, ГДР, ПНР, Швецией, Данией, ФРГ и Финляндией — была подписана конвенция по предотвращению загрязнения Балтийского моря и проливов, соединяющих его с Северным морем.

На уровне Межправительственной конференции в 1977 г. рассматривался вопрос о предотвращении загрязнения Средиземного моря, на которой среди других стран присутствовал в качестве наблюдателя представитель СССР.

По инициативе советских ученых и при поддержке организаций системы ООН — Межправительственной океанографической комиссии ЮНЕСКО, Программы ООН по окружающей среде и Всемирной метеорологической организации — был проведен в г. Таллине в конце 1983 г. симпозиум по мониторингу* Океана и связи экологических и физических процессов в нем.

В соответствии с международными соглашениями и государственными природоохранными актами отдельными государствами или группой государств осуществляются конкретные меры по охране природы в целом и Мирового океана в частности.

Разработка природоохранных мер должна базироваться на научно обоснованном изучении и оценке современного состояния загрязнения атмосферы и гидросферы, это требует систематического наблюдения, контроля и анализа полученных данных. С этой целью были созданы на государственном и международном уровне системы мониторинга окружающей среды.

---

* Мониторинг (от лат. *monitor* — напоминающий, надзирающий) — слежение за каким-либо объектом или явлениями природной среды и предупреждение об их появлении, изменении и создающихся критических ситуациях (например, повышения загазованности воздуха и т. п.), вредных или опасных для здоровья людей, растительных и животных организмов, природных и антропогенных объектов.

По методам слежения различают космический, авиационный, наземный, биологический (с помощью биоиндикаторов) и инструментальный мониторинг.

По направлению мониторинг может быть географический, биохимический, биологический, экологический, антропогенного загрязнения и т. д.

На Стокгольмской конференции ООН по окружающей среде (1972 г.) была подтверждена необходимость создания международной организации, рассматривающей все вопросы охраны окружающей среды. XXIII Генеральная Ассамблея ООН возложила обязанности по координации в области охраны окружающей среды на Программу Организации Объединенных Наций по окружающей среде — ЮНЕП. На первой же сессии Совета управляющих ЮНЕП (июнь 1972 г.) был разработан проект глобальной системы мониторинга окружающей среды (ГС МОС). В 1974 г. под эгидой ЮНЕП было организовано межправительственное совещание, на котором были сформулированы задачи, программа и цели ГС МОС и перечислены факторы, подлежащие мониторингу в первую очередь.

Большая совместная работа проводится странами — членами СЭВ и СФРЮ по борьбе с загрязнением и истощением водных ресурсов. Это сотрудничество осуществляется в рамках Совещания руководителей водохозяйственных органов стран — членов СЭВ (СРВО), учрежденного решением XIV сессии Совета Экономической Взаимопомощи. Основными задачами СРВО членов СЭВ являются: «...разработка принципов и методов эффективного комплексного использования водных ресурсов в интересах различных отраслей народного хозяйства; исследование наиболее современных методов охраны поверхностных и подземных вод от загрязнения и истощения; применение новейших достижений науки и техники в области изыскательских и проектных работ, а также эксплуатации водохозяйственных систем и сооружений; координация планов основных научно-исследовательских работ в области водного хозяйства и др.».

Страны — члены СЭВ проводят большую работу по научно-техническому сотрудничеству. В результате мероприятий по охране окружающей среды, создан постоянный рабочий орган — Комитет СЭВ (1972 г.). Кроме того, совместная работа со странами Совета Экономической Взаимопомощи проводится на основе двусторонних соглашений. Принят ряд региональных конвенций и двусторонних соглашений по охране океанов и морей от загрязнения, в частности в 70-е годы активно сотрудничали СССР и США.

Система мониторинга реализуется путем организации сети постоянных станций наблюдения за окружающей средой. В СССР эта работа поручена Государственному комитету по гидрометеорологии и контролю природной среды. Только наземные станции не могут обеспечить получение достоверной глобальной картины состояния атмосферы. Поэтому в системе Госкомгидромета СССР осуществляется круглогодичное наблюдение за природными факторами в пределах Океана на специализированных научно-исследовательских судах, оборудованных современной аппаратурой и использующих новейшие методы получения и обработки данных.

Наряду с юридическими и административными актами разрабатывают технические мероприятия, направленные на предотвращение или уменьшение загрязнения океана.

Снижение уровня загрязнения атмосферы и рек, откуда загрязнители попадают в Океан, осуществляется за счет строительства широкой сети современных очистных сооружений; предотвращения вредных выбросов в атмосферу стационарными объектами и транспортом, для чего разрабатывают и внедряют соответствующие технические решения; организации безотходного производства и оборотного водоснабжения промышленных предприятий и другими инженерными мероприятиями.

Особое внимание уделяется предотвращению и ликвидации нефтяного загрязнения вод суши и Океана, для чего на судах предусматривают специальные танки, куда сливаются нефтесодержащие воды. Здесь нефть всплывает, собирается и утилизируется, оставшаяся вода передается на очистные сооружения; устраивают двойные борта и дно у танкеров; создают более современные очистные сооружения в нефтепортах; сточные воды в портах передаются на очистные сооружения, а не сбрасываются в водоем, и пр.

Основным способом предотвращения загрязнения реки и водоемов сточными водами является их очистка.

Хозяйственно-коммунальные сточные воды подвергают механической, физико-химической или биологической очистке. При механической очистке из сточных вод удаляют вещества в нерастворенном и коллоидном состоянии. Минеральные вещества тяжелее воды осаждаются в песколовках. Загрязнители органического происхождения удаляют из воды в отстойниках; частицы тяжелее воды осаждаются, частицы легче воды (нефть, мазут и пр.) всплывают и затем удаляются. Иногда механическая очистка является окончательной стадией, но чаще — предварительной. Физико-химическими методами удаляют такие элементы, как азот, фосфор и др. Биологическая очистка сточных вод основана на использовании бактерий, которые разлагают органические вещества, находящиеся в воде в коллоидном или растворенном состоянии.

Производственные сточные воды делят обычно на *чистые,* используемые для охлаждения, *малозагрязненные,* образующиеся при промывке деталей, и *грязные.* Чистые и малозагрязненные воды можно направить в систему оборотного водоснабжения или для разбавления грязных. Грязные сточные воды производственных предприятий подвергают механической, физико-химической, химической и биохимической очистке.

Механическую очистку применяют главным образом как предварительную. К физико-химическим методам относят сорбцию, экстракцию, коагуляцию, флотацию, электролиз, эвапорацию, ионный обмен, кристаллизацию и др. К химическим методам очистки сточных вод относят коагулирование, нейтрализацию, химическое окисление и озонирование. При химической очистке вводят такие вещества, которые вступают с

загрязнителями в соединения, выпадающие в осадок, или реакции между загрязнителями и реагентами сопровождаются газовыделением.

Влияние водохозяйственного строительства на окружающую среду. Интенсивное водохозяйственное строительство в последние десятилетия оказало определенное влияние на окружающую среду. К положительным последствиям следует отнести прежде всего народнохозяйственный эффект, определяемый совокупностью экономического и социального эффектов. Например, улучшение судоходных путей, получение гидроэнергии, улучшение условий жизни людей в районе крупного водохозяйственного строительства (наличие водных источников, благоустроенные жилые поселки, хорошие дороги, современные предприятия и др.).

Отрицательные последствия зависят от характера строительства и местных условий. Они могут быть обратимыми и необратимыми. К обратимым относят такие, которые могут быть ликвидированы при затрате определенных труда и средств, к необратимым — последствия, которые вызывают разрушение сложившихся в данном районе экологических систем, что наблюдается при превышении пределов антропогенного вмешательства в природу, т. е. несоблюдении предела экологической нагрузки для рассматриваемого бассейна, территории, зоны и т. п. Последствия водохозяйственного строительства могут проявляться непосредственно и косвенно. В первом случае это изменение водного баланса, затопление и подтопление территорий, переформирование берегов рек и водохранилищ, изменение гидрологического, гидрохимического и гидробиологического режима бассейна и т. д. Косвенные последствия проявляются через некоторый период времени, иногда достаточно большой после окончания строительства, и выражаются в изменении флоры и фауны окружающего района, изменении режима поверхностных и подземных вод и др.

Изменения окружающей среды могут наблюдаться в месте отбора или аккумуляции воды, по трассе ее транзита, в местах ее использования. Наиболее серьезно влияние на окружающую среду оказывают крупные водохранилища объемом более 1 млн. м^3. Существенно различное влияние на окружающую среду оказывают одиночное водохранилище и каскад водохранилищ.

Водохранилище и физико-географические условия имеют между собой многочисленные обратные связи. Влияние водохранилищ определяется его размерами и характером эксплуатации. Наиболее ощутимое влияние водохранилища сказывается в *затоплении* лесных и земельных угодий, при этом наиболее плодородных, лежащих в пойме реки. Затопление может быть постоянным, когда угодья навсегда изымаются из прежнего хозяйственного использования, и временным, когда определенная площадь затапливается при повышении уровня выше НПУ, обычно это наблюдается на равнинных реках в период наполнения водохранилищ весной. *Подтопление* территории вызывается повышением уровня подзем-

ных вод. С этим связаны *заболачивание* низменных мест, необходимость защиты промышленных предприятий от подтопления путем устройства постоянно действующего дренажа. Одновременно с подтоплением наблюдается смена растительного и животного мира.

Повышение уровня в водохранилище, его частые колебания, развитие волнения и течений вызывают разрушение берегов, образование аккумулятивных тел, заиление чаши водохранилища (см. гл. 5). Заиление водохранилищ уменьшает сток в нижний бьеф иногда в два раза. Мельчайшие частицы грунта переходят во взвесь и остаются во взвешенном состоянии в виде мути, что существенно меняет качество воды. В нижнем бьефе наблюдаются при попусках размывы русла и его берегов, затопление и осушение нерестилищ рыб. Снижение содержания илистых частиц в сбрасываемой в нижний бьеф воде снижает плодородие заливаемых пойменных земель. Создание водохранилищ выравнивает годовой сток, позволяет уменьшить паводковый расход и тем самым спасает территории, расположенные ниже гидроузла, от затопления (наводнения). В то же время при создании водохранилищ резко замедляется водообмен, иногда до 10...15 раз, что снижает возможность самоочищения воды в водохранилищах, приводит к изменениям гидрологического режима. Весной водохранилище заполняется водами притоков и с прилегающих территорий, летом эти воды вытесняются водой основной реки. Меняется температурный режим реки в нижнем бьефе: весной сюда поступает более холодная, осенью и зимой — более теплая вода, удлиняется период ледостава, увеличиваются потери на испарение, достигая в некоторых случаях до 15% от безвозвратных потерь. Наблюдаются потери от фильтрации воды из водохранилища. При каскадном расположении водохранилища снижается сток реки в море. Меняется гидрохимический и гидробиологический режим с образованием водохранилища в зависимости от физико-географических и антропогенных факторов. По опыту Волжско-Камского каскада эти изменения происходят в два этапа. На первом этапе сразу после заполнения водохранилища происходило разложение затопленной растительности и почвенного покрова с образованием и накоплением *автохтонной органики* с большим содержанием аминного и амидного азота, углеводов, аминокислот и других органических соединений, являющихся питательной средой для бактерий и сине-зеленых водорослей. Разложение автохтонной органики сопровождается кроме неприятных вкуса и запаха выделением токсических веществ, отрицательно влияющих на фауну водоема. Второй этап гидрохимического и гидробиологического режима водохранилищ начинается через 3...4 года после заполнения и характеризуется интенсивным развитием сине-зеленых водорослей, при этом потребляется кислород, возрастает прогреваемость воды, увеличиваются потери на испарение, меняется химический состав воды.

Сине-зеленые водоросли забивают фильтры водозаборных сооружений, могут вызвать массовый замор рыбы, делают воду непригодной для ряда производств. При сильном цветении водохранилища становятся непригодными для рекреационных целей. Борьба с цветением воды является актуальной, очень сложной и дорогостоящей проблемой. Решение ее идет в двух направлениях: уменьшение концентрации сине-зеленых водорослей непосредственно в водохранилищах, для чего применяют механические, химические и биологические методы, или их изъятие в системах водоснабжения. Для этого необходимо расширять площадь отстойников и увеличивать расходование коагулянтов для осаждения водорослей. Расходы только на дополнительные объемы коагулянта по Днепровскому каскаду ГЭС за летние месяцы составляют ориентировочно 2 млн. руб.

Не останавливаясь на методах борьбы с сине-зелеными водорослями в водохранилищах, чему посвящена обширная литература, укажем, что кажущийся на первый взгляд экономичным способ зарыбления водохранилищ травоядными видами рыб должен применяться с осторожностью после тщательных исследований. Чрезмерное увеличение стада рыб может привести к вторичному загрязнению водохранилища продуктами их жизнедеятельности. В этот же период происходит загрязнение водохранилища в результате антропогенной деятельности, что также влияет отрицательно на изменение гидробиологического и гидрохимического режима водохранилища. Наибольшее внимание при проектировании гидроузлов и особенно комплексного назначения с точки зрения влияния на окружающую среду следует уделять не самому гидроузлу, а проектированию и строительству водохранилища. Перед затоплением необходимо чашу водохранилища тщательно подготовить: убрать деревья и кустарниковую растительность и вывести ее за пределы водохранилища; отсечь дамбами мелководья, если речь идет о равнинных реках; террасировать или спланировать берега водохранилища во избежание их неорганизованного переформирования; провести берегозащитные мероприятия на необходимых участках; берега водохранилищ облагородить, карьеры спланировать; из района водохранилища перенести населенные пункты, фермы, кладбища и скотомогильники с выполнением специальных санитарных работ и др.

Влияние водохранилищ на изменение климата, особенно в южных районах, по предварительным данным, относительно невелико и ограничивается территорией, непосредственно прилегающей к водохранилищу в пределах нескольких километров. Изменение окружающей среды при строительстве каналов может ощутимо проявляться при их значительных поперечных сечениях и протяженности в сотни и тысячи километров. При этом изымается из хозяйственной деятельности территория, иногда очень ценная, если трасса канала проходит по густонаселенным местам или по сельскохозяйственным угодьям.

При необлицованных каналах наблюдаются инфильтрация, размыв берегов и дна, повышение мутности воды, увеличение шероховатости за счет отложения наносов, снижение скорости течения, развитие влаголюбивой растительности, что ведет к ухудшению качества воды. В этом же направлении действуют источники загрязнения, расположенные по трассе канала, водный транспорт, особенно маломерный флот. Ветер переносит продукты воздушной эрозии в район канала, а также удобрения, пестициды, отмершую растительность, аэрозоли и т. д. Все это ведет к ухудшению качества воды, и организовать очистку воды в этих условиях достаточно сложно. Положительное значение орошения земель широко известно и является одним из мощных рычагов повышения продуктивности сельскохозяйственных угодий. В то же время непринятие своевременных мер может привести к нежелательным последствиям, в частности бесконтрольный поверхностный полив приводит к заболачиванию низменных участков, засолению почвы, большим потерям на фильтрацию. С развитием мелиорации возрастает объем возвратных вод, минерализация которых значительно выше, чем в источнике. Отбор воды на орошение больших массивов по трассе рек приводит к уменьшению их стока, а также к снижению качества воды, примером чему могут служить реки Сырдарья, Амударья, Кубань, Дон.

В районах орошения меняются флора и фауна, иногда в нежелательную сторону (развиваются сорняки, появляются насекомые — разносчики инфекционных болезней и др.). Для предотвращения указанных последствий необходимо осуществлять строительство облицованных каналов, при достаточном обосновании переходить на трубопроводный транспорт воды, шире внедрять прогрессивные методы полива — дождевания, подпочвенного, капельного,— что дает большую экономию воды и снижает другие нежелательные последствия, указанные выше.

Осушение переувлажненных территорий позволяет использовать их в народном хозяйстве, включать в севооборот, получать дополнительные продукты сельского хозяйства. При проведении осушительных работ улучшаются условия аэрации почвогрунтов; анаэробные процессы сменяются аэробными; улучшаются фильтрационные свойства грунтов, повышается их несущая способность; улучшается санитарное состояние местности.

Однако осушение имеет и свои отрицательные последствия, особенно если оно проводится без достаточного обоснования. В этом случае может последовать переосушение почв, появление «черных бурь» в районе переосушенных торфяных болот. Осушение в любом случае приводит к изменению территориального стока, который, как правило, за счет организованного отвода воды увеличивается; понижается уровень грунтовых вод, вследствие чего уменьшается испарение; заметно меняются флора и фауна осушенных угодий. Осушительные системы способствуют выносу удобрений и ядохимикатов в водоприемник.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Результаты изучения природных вод в виде качественного и количественного определения гидрологического режима отдельных объектов и территорий используются при планировании и осуществлении водохозяйственных мероприятий, направленных на рациональное использование водных ресурсов.

Полученные гидрологические характеристики позволяют определить значения стока, расхода, скорости и др., которые служат исходными данными при проектировании гидротехнических сооружений.

Современные методы расчета, используемые в гидрологии, позволяют осуществить как сезонное, так и многолетнее регулирование стока рек, прогнозировать объем водохранилища, его заиление, режим реки в нижнем бьефе при различных гидрологических ситуациях, что дает возможность запроектировать гидротехнические сооружения соответствующих типов и конструкции.

Назначение расчетных гидрологических характеристик является сложной и ответственной задачей, которая решается на основании анализа данных наблюдений за прошлый период и прогнозирования на будущее. С этой целью широко используются методы теории вероятности и математической статистики.

Строящиеся в настоящее время крупные гидроузлы имеют, как правило, комплексное назначение с учетом удовлетворения потребностей различных отраслей народного хозяйства и в первую очередь потребности водоснабжения.

В ряде случаев возводятся комплексы гидротехнических сооружений, предназначенных только для водоснабжения. Состав гидротехнических сооружений, входящих в эти комплексы, весьма разнообразен, но решают они одну задачу — обеспечить потребителей водой в необходимом объеме, в нужное время и надлежащего качества.

При использовании природных источников для целей водоснабжения возникает ряд проблем, требующих своего решения. Прежде всего это проблема защиты источников от истощения и загрязнения. Этой проблеме сейчас уделяется серьезное внимание, но многие вопросы ждут своего разрешения как в экологическом, так и в техническом планах.

Заносимость водозаборов, цветение воды в водохранилище, защита берегов, очистка и охлаждение воды, перевод промышленных предприятий на оборотное водоснабжение — вот далеко не полный перечень вопросов, которые стоят перед инженером-гидротехником, занимающимся проблемой водоснабжения.

Ординаты кривых трехпараметрического гамма-распределения при $C_s = 2C_v$

P, %	C_v										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,001	1	1,49	2,09	2,82	3,68	4,67	5,78	7,03	8,40	9,89	11,5
0,01	1	1,42	1,92	2,52	3,20	3,98	4,85	5,81	6,85	7,98	9,21
0,03	1	1,38	1,83	2,36	2,96	3,64	4,39	5,22	6,11	7,08	8,11
0,05	1	1,36	1,79	2,29	2,85	3,48	4,18	4,95	5,77	6,66	7,00
0,10	1	1,34	1,73	2,19	2,70	3,27	3,87	4,56	5,30	6,08	6,91
0,30	1	1,30	1,64	2,02	2,45	2,91	3,42	3,96	4,55	5,16	5,81
0,5	1	1,28	1,59	1,94	2,32	2,74	3,20	3,68	4,19	4,74	5,30
1,0	1	1,25	1,52	1,82	2,16	2,51	2,89	3,29	3,71	4,15	4,60
3,0	1	1,20	1,41	1,64	1,87	2,13	2,39	2,66	2,94	3,21	3,51
5,0	1	1,17	1,35	1,54	1,74	1,94	2,15	2,36	2,57	2,78	3,00
10,0	1	1,13	1,26	1,40	1,54	1,67	1,80	1,94	2,06	2,19	2,30
20,0	1	1,08	1,16	1,24	1,31	1,38	1,44	1,50	1,54	1,58	1,61
25	1	1,06	1,13	1,18	1,23	1,28	1,31	1,34	1,37	1,38	1,39
30	1	1,05	1,09	1,13	1,16	1,19	1,21	1,22	1,22	1,22	1,20
40	1	1,02	1,04	1,05	1,05	1,04	1,03	1,01	0,984	0,955	0,916
50	1	0,997	0,986	0,970	0,948	0,918	0,886	0,846	0,800	0,748	0,693
60	1	0,972	0,938	0,898	0,852	0,803	0,748	0,692	0,632	0,568	0,511
70	1	0,945	0,886	0,823	0,760	0,691	0,622	0,552	0,488	0,424	0,357
75	1	0,931	0,858	0,784	0,708	0,634	0,556	0,489	0,416	0,352	0,288
80	1	0,915	0,830	0,745	0,656	0,574	0,496	0,419	0,352	0,280	0,223
90	1	0,873	0,754	0,640	0,532	0,436	0,352	0,272	0,208	0,154	0,105
95	1	0,842	0,696	0,565	0,448	0,342	0,256	0,181	0,120	0,082	0,051
97	1	0,821	0,660	0,517	0,392	0,288	0,202	0,139	0,088	0,046	0,030
99	1	0,782	0,594	0,436	0,304	0,206	0,130	0,076	0,040	0,019	0,010

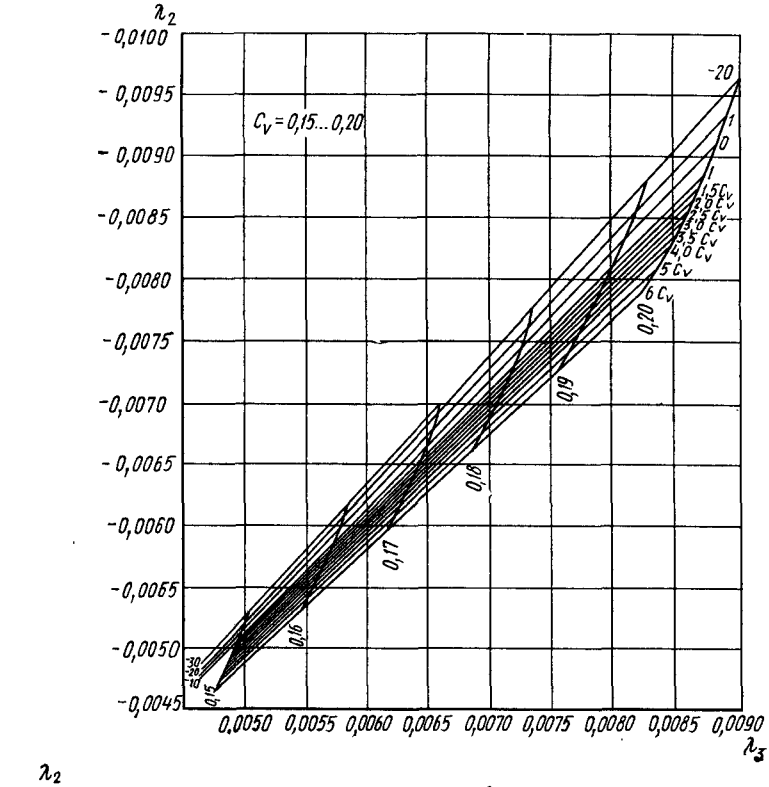
Нормированные отклонения от среднего значения ординат бино

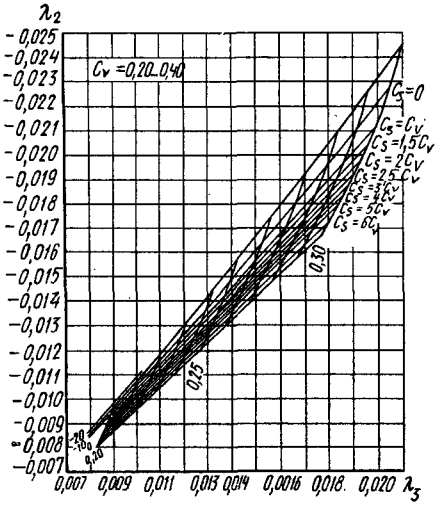
C_s	Нормированные отклонения Φ (p, C_s) при обеспеченности p, %												
	0,01	0,1	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60
0,00	3,72	3,09	2,57	2,33	1,88	1,64	1,28	0,84	0,67	0,52	0,25	0,00	—0,25
0,10	3,94	3,23	2,68	2,40	1,92	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24	—0,02	—0,27
0,20	4,16	3,33	2,78	2,47	1,96	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22	—0,03	—0,28
0,30	4,36	3,52	2,89	2,54	2,00	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20	—0,05	—0,30
0,40	4,61	3,66	2,93	2,61	2,04	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19	—0,07	—0,31
0,50	4,83	3,81	3,08	2,68	2,08	1,77	1,32	0,81	0,62	0,46	0,17	—0,08	—0,33
0,60	5,05	3,96	3,17	2,75	2,12	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16	—0,10	—0,34
0,70	5,28	4,10	3,27	2,82	2,15	1,82	1,33	0,79	0,59	0,43	0,14	—0,12	—0,36
0,80	5,50	4,24	3,36	2,89	2,18	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12	—0,13	—0,37
0,90	5,73	4,38	3,45	2,96	2,22	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11	—0,15	—0,38
1,00	5,96	4,53	3,53	3,02	2,25	1,88	1,34	0,76	0,56	0,38	0,09	—0,16	—0,39
1,10	6,18	4,67	3,61	3,09	2,28	1,89	1,34	0,74	0,54	0,36	0,07	—0,18	—0,41
1,20	6,41	4,81	3,70	3,15	2,31	1,91	1,34	0,73	0,52	0,35	0,05	—0,19	—0,42
1,30	6,64	4,95	3,78	3,21	2,34	1,92	1,34	0,72	0,51	0,33	0,04	—0,21	—0,43
1,40	6,87	5,09	3,86	3,27	2,37	1,94	1,34	0,71	0,49	0,31	0,02	—0,22	—0,44
1,50	7,09	5,23	3,93	3,33	2,39	1,95	1,33	0,69	0,47	0,30	0,00	—0,24	—0,45
1,60	7,31	5,37	4,02	3,39	2,42	1,96	1,33	0,68	0,46	0,28	—0,02	—0,25	—0,46
1,70	7,54	5,50	4,10	3,44	2,44	1,97	1,32	0,66	0,44	0,26	—0,03	—0,27	—0,47
1,80	7,76	5,64	4,17	3,50	2,46	1,98	1,32	0,64	0,42	0,24	—0,05	—0,28	—0,48
1,90	7,98	5,77	4,24	3,55	2,49	1,99	1,31	0,63	0,40	0,22	—0,07	—0,29	—0,48
2,00	8,21	5,91	4,30	3,60	2,51	2,00	1,30	0,61	0,39	0,20	—0,08	—0,31	—0,49
2,10	—	6,04	4,36	3,65	2,53	2,01	1,29	0,59	0,37	0,18	—0,10	—0,32	—0,50
2,20	—	6,14	4,42	3,68	2,54	2,02	1,27	0,57	0,35	0,16	—0,12	—0,33	—0,50
2,30	—	6,26	4,46	3,73	2,57	2,01	1,26	0,55	0,32	0,14	—0,13	—0,34	—0,50
2,40	—	6,37	4,51	3,78	2,60	2,00	1,25	0,52	0,29	0,12	—0,14	—0,35	—0,51
2,50	—	6,50	4,55	3,82	2,62	2,00	1,23	0,50	0,27	0,10	—0,16	—0,36	—0,51
2,60	—	6,54	4,60	3,86	2,63	2,00	1,21	0,48	0,25	0,085	—0,17	—0,37	—0,51
2,70	—	6,75	4,64	3,92	2,64	2,00	1,19	0,46	0,24	0,070	—0,18	—0,38	—0,51
2,80	—	6,86	4,68	3,96	2,65	2,00	1,18	0,44	0,22	0,057	—0,20	—0,39	—0,51
2,90	—	7,00	4,72	4,01	2,66	1,99	1,15	0,41	0,20	0,041	—0,21	—0,39	—0,51
3,00	—	7,10	4,75	4,05	2,66	1,97	1,13	0,39	0,19	0,027	—0,22	—0,40	—0,51
3,10	—	7,23	4,78	4,09	2,66	1,97	1,11	0,37	0,17	0,010	—0,23	—0,40	—0,51
3,20	—	7,35	4,82	4,11	2,66	1,96	1,09	0,35	0,15	—0,006	—0,25	—0,41	—0,51

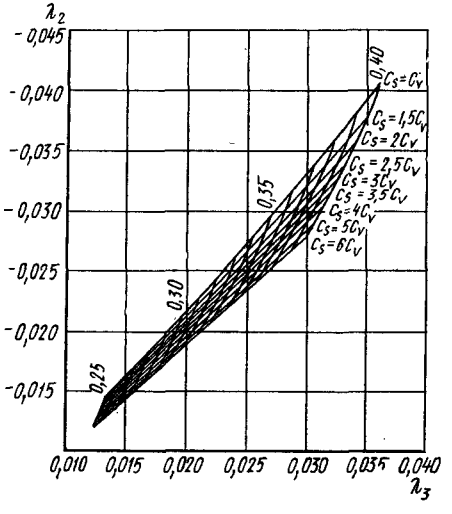
миальной кривой обеспеченности $\frac{X_p - X}{\sigma} = \frac{K_p - 1}{C_v} = \Phi\ (p,\ C_s)$

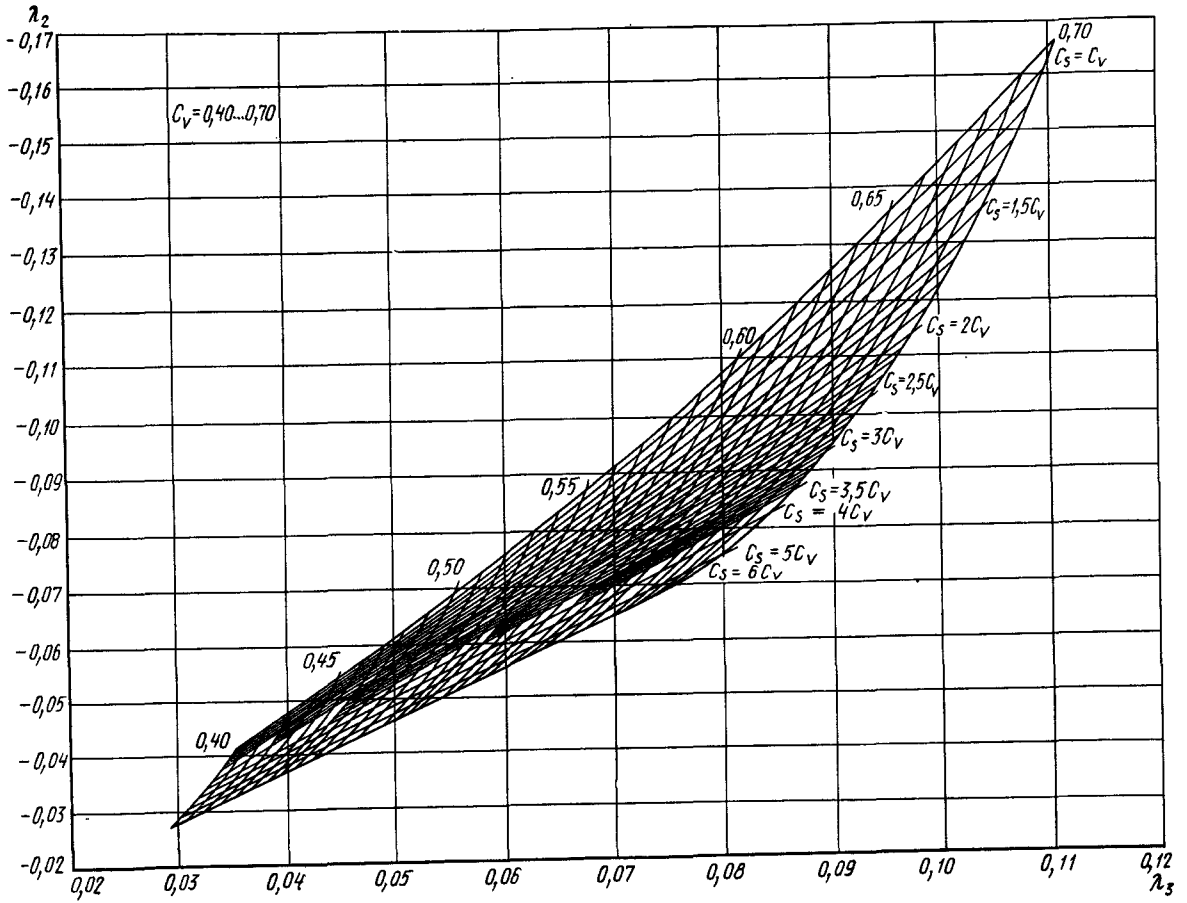
Нормированные отклонения Φ (p, C_s) при обеспеченности p, %									
70	75	80	90	95	97	99	99,9	$\Phi_5 - \Phi_{95}$	$S = \frac{x_5 + x_{95} - 2x_{50}}{x_5 - x_{95}}$
—0,52	—0,67	—0,84	—1,28	—1,64	—1,88	—2,33	—3,09	3,28	0,00
—0,53	—0,68	—0,85	—1,27	—1,61	—1,84	—2,25	—2,95	3,28	0,03
—0,55	—0,69	—0,85	—1,26	—1,58	—1,79	—2,18	—2,81	3,28	0,06
—0,56	—0,70	—0,85	—1,24	—1,55	—1,75	—2,10	—2,67	3,27	0,08
—0,57	—0,71	—0,85	—1,23	—1,52	—1,70	—2,03	—2,54	3,27	0,11
—0,58	—0,71	—0,85	—1,22	—1,49	—1,66	—1,96	—2,40	3,26	0,14
—0,59	—0,72	—0,85	—1,20	—1,45	—1,61	—1,88	—2,27	3,25	0,17
—0,60	—0,72	—0,85	—1,18	—1,42	—1,57	—1,81	—2,14	3,24	0,20
—0,60	—0,73	—0,85	—1,17	—1,38	—1,52	—1,74	—2,02	3,22	0,22
—0,61	—0,73	—0,85	—1,15	—1,35	—1,47	—1,66	—1,90	3,21	0,25
—0,62	—0,73	—0,85	—1,13	—1,32	—1,42	—1,59	—1,79	3,20	0,28
—0,62	—0,74	—0,85	—1,10	—1,28	—1,38	—1,52	—1,68	3,17	0,31
—0,63	—0,74	—0,84	—1,08	—1,24	—1,33	—1,45	—1,58	3,16	0,34
—0,63	—0,74	—0,84	—1,06	—1,20	—1,28	—1,38	—1,48	3,14	0,37
—0,64	—0,73	—0,83	—1,04	—1,17	—1,23	—1,32	—1,39	3,12	0,39
—0,64	—0,73	—0,82	—1,02	—1,13	—1,19	—1,26	—1,31	3,09	0,42
—0,64	—0,73	—0,81	—0,99	—1,10	—1,14	—1,20	—1,24	3,07	0,45
—0,64	—0,72	—0,81	—0,97	—1,06	—1,10	—1,14	—1,17	3,04	0,48
—0,64	—0,72	—0,80	—0,94	—1,02	—1,06	—1,09	—1,11	3,01	0,51
—0,64	—0,72	—0,79	—0,92	—0,98	—1,01	—1,04	—1,05	2,98	0,54
—0,64	—0,71	—0,78	—0,90	—0,95	—0,97	—0,99	—1,00	2,95	0,57
—0,64	—0,70	—0,76	—0,867	—0,914	—0,930	—0,945	—0,952	2,92	0,59
—0,64	—0,69	—0,75	—0,842	—0,882	—0,895	—0,905	—0,909	2,89	0,62
—0,63	—0,68	—0,74	—0,816	—0,850	—0,859	—0,867	—0,870	2,86	0,64
—0,62	—0,67	—0,72	—0,792	—0,820	—0,827	—0,832	—0,833	2,82	0,67
—0,62	—0,66	—0,71	—0,768	—0,790	—0,795	—0,799	—0,800	2,79	0,69
—0,61	—0,66	—0,70	—0,746	—0,763	—0,766	—0,769	—0,769	2,76	0,72
—0,61	—0,65	—0,68	—0,724	—0,736	—0,739	—0,740	—0,741	2,74	0,74
—0,60	—0,64	—0,67	—0,703	—0,711	—0,713	—0,714	—0,714	2,71	0,76
—0,60	—0,63	—0,65	—0,681	—0,688	—0,689	—0,690	—0,690	2,68	0,78
—0,59	—0,62	—0,64	—0,661	—0,665	—0,667	—0,667	—0,667	2,64	0,80
—0,58	—0,60	—0,62	—0,641	—0,644	—0,645	—0,645	—0,645	2,62	0,81
—0,57	—0,59	—0,61	—0,622	—0,625	—0,625	—0,625	—0,625	2,59	0,83

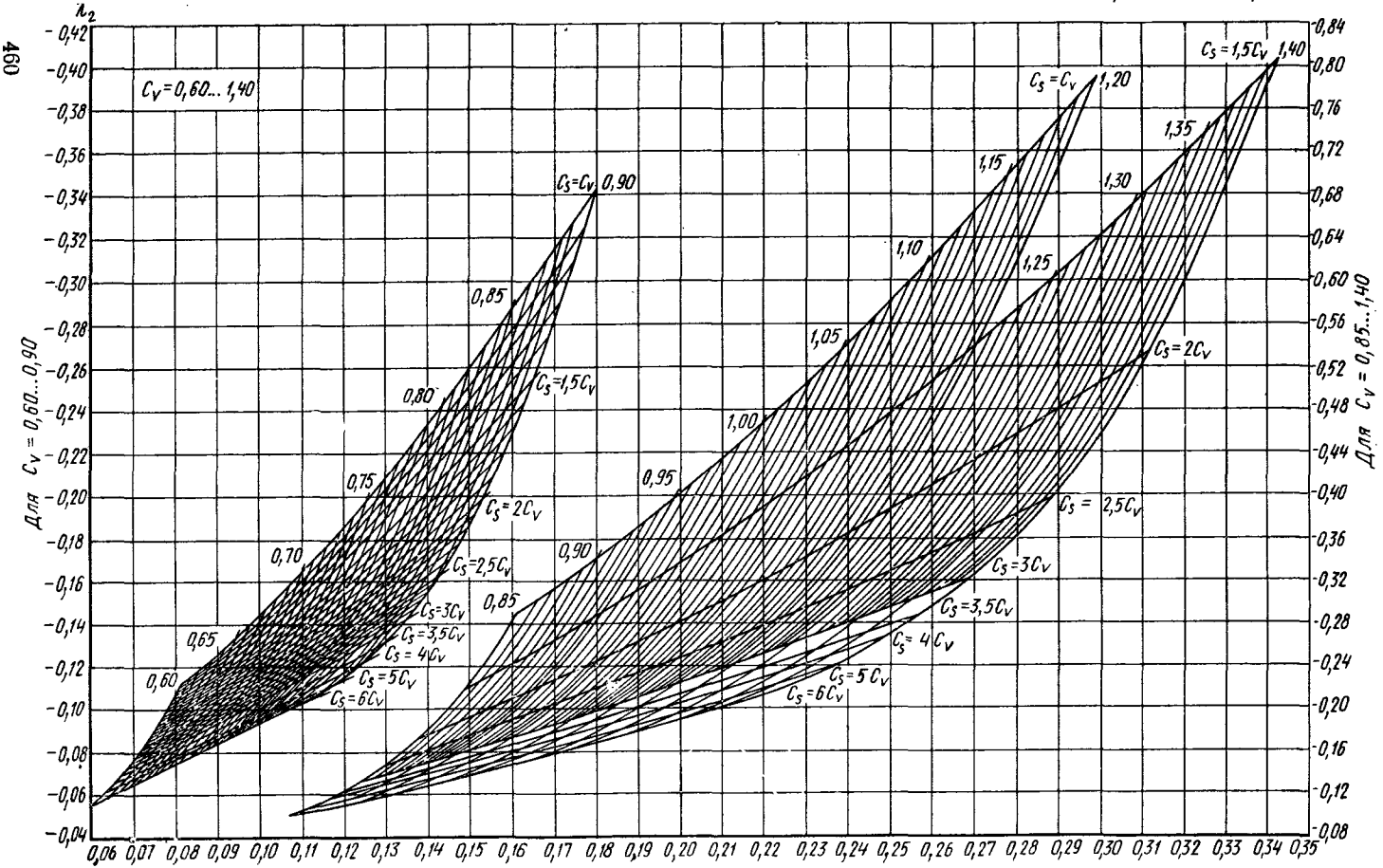
Номограммы для вычисления параметров трехпараметрического гамма-распределения C_v и C_s методом наибольшего правдоподобия при $C_v = 0{,}15 \ldots 1{,}40$



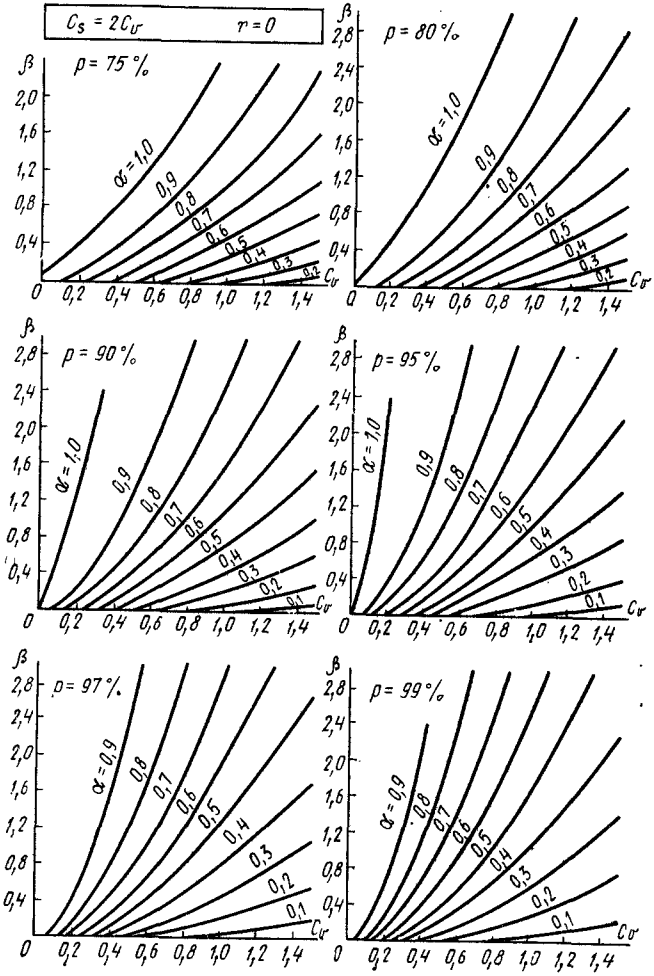


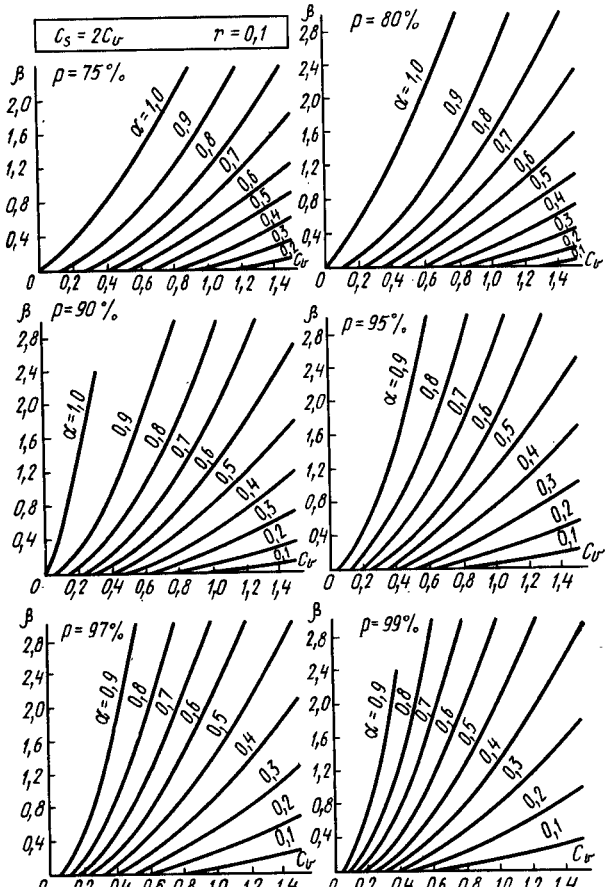


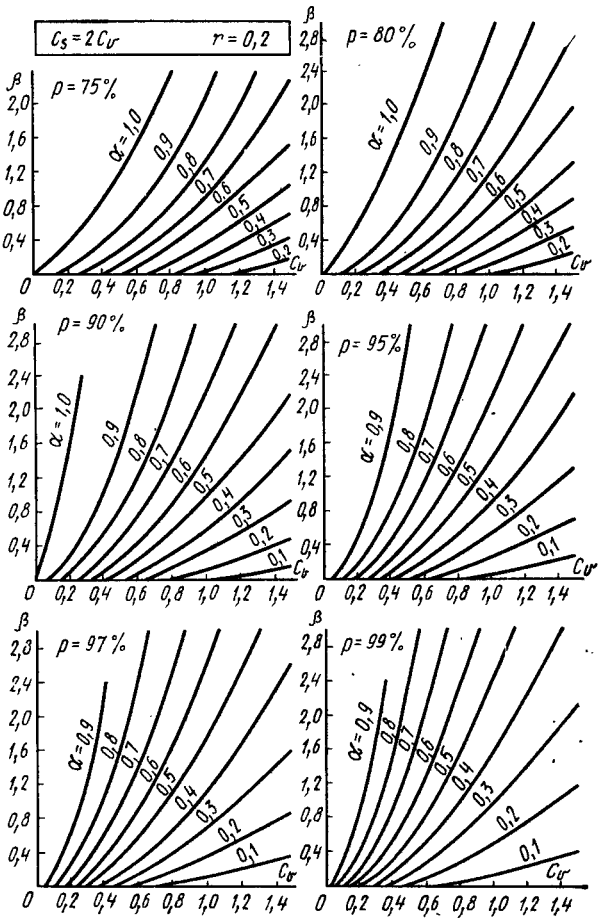

λ2
-0,17
-0,16
-0,15
-0,14
-0,13
-0,12
-0,11
-0,10
-0,09
-0,08
-0,07
-0,06
-0,05
-0,04
-0,03
-0,02
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0,07
0,08
0,09
0,10
0,11
0,12
λ3
Cv = 0,40...0,70
0,40
0,45
0,50
0,55
0,60
0,65
0,70
Cs = Cv
Cs = 1,5Cv
Cs = 2Cv
Cs = 2,5Cv
Cs = 3Cv
Cs = 3,5Cv
Cs = 4Cv
Cs = 5Cv
Cs = 6Cv


λ_2
$C_V = 0,60 \ldots 1,40$
Для $C_V = 0,60 \ldots 0,90$
Для $C_V = 0,85 \ldots 1,40$
$C_S = C_V$
$C_S = 1,5C_V$
$C_S = 2C_V$
$C_S = 2,5C_V$
$C_S = 3C_V$
$C_S = 3,5C_V$
$C_S = 4C_V$
$C_S = 5C_V$
$C_S = 6C_V$
0,60
0,65
0,70
0,75
0,80
0,85
0,90
0,95
1,00
1,05
1,10
1,15
1,20
1,25
1,30
1,35
1,40

Графики для определения многолетней составляющей объема водохранилища при $C_s = 2C_v$ и $r = 0$; 0,1; 0,2; 0,3




$C_S = 2C_{tr}$
r = 0,1
p = 75 %
p = 80 %
p = 90 %
p = 95 %
p = 97 %
p = 99 %
β
C_{tr}
α = 1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
0,4
0,8
1,2
1,6
2,0
2,4
2,8


$C_s = 2C_v$
$r = 0,2$
$p = 75\%$
$p = 80\%$
$p = 90\%$
$p = 95\%$
$p = 97\%$
$p = 99\%$
β
C_v
$\alpha = 1,0$
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
0,4
0,8
1,2
1,6
2,0
2,4
2,8

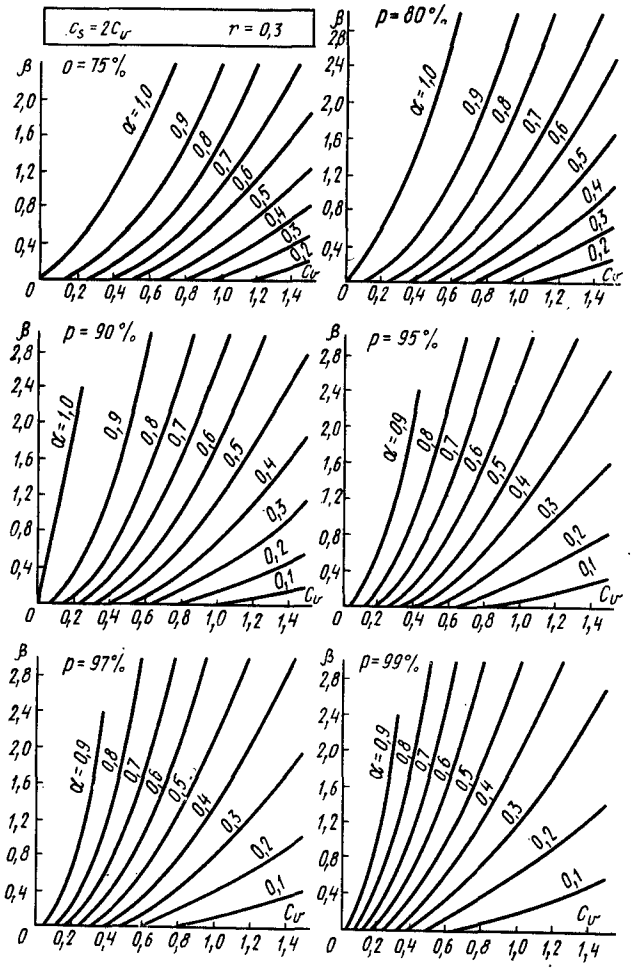

$c_s = 2c_u$
r = 0,3
p = 75%
p = 80%
p = 90%
p = 95%
p = 97%
p = 99%
β
c_u
α = 1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4
1,6
2,0
2,4
2,8

Таблица случайных чисел

86 515	90 795	66 155	66 434	56 558	12 232	94 377	57 802
68 186	03 393	42 502	99 224	88 955	53 758	91 641	18 867
41 686	42 163	85 181	38 967	33 181	72 664	53 807	00 607
86 522	47 171	88 059	89 342	67 248	09 082	12 311	90 316
72 587	93 000	89 688	78 416	27 589	99 528	14 480	50 961
52 452	42 499	33 346	83 935	79 130	90 410	45 420	77 757
76 773	97 526	27 256	66 447	25 731	37 525	16 287	66 181
04 825	82 134	80 317	75 120	45 904	75 601	70 492	10 274
87 113	84 778	45 863	24 520	19 976	04 925	07 824	76 044
84 754	57 616	38 132	64 294	15 218	49 268	89 571	42 903

ЛИТЕРАТУРА

1. **Быков В. Д., Васильев А. В.** Гидрометрия. Л., 1972.

2. **Гришин М. М.** Гидротехнические сооружения. М., 1979. Ч. 1 и 2.

3. **Железняков Г. В., Неговская Т. А., Овчаров Е. Е.** Гидрология, гидрометрия и регулирование стока. Л., 1984.

4. **Зарубаев Н. В.** Комплексное использование и охрана водных ресурсов. Л., 1976.

5. Международное руководство по методам расчета основных гидрологических характеристик. Л., 1984.

6. **Мелентьев В. А., Нагли Е. З.** Специальные гидротехнические сооружения. М., 1968.

7. Пособие по определению расчетных гидрологических характеристик. Л., 1984.

8. **Рождественский А. В., Чеботарев А. И.** Статистические методы в гидрологии. Л., 1974.

9. Рекомендации по проектированию золошлакоотвалов тепловых электростанций (ВСН II-26—85)/ВНИИГ. Л., 1987.

10. СНиП 2.06.06—85. Плотины бетонные и железобетонные. М., 1986.

11. СНиП 2.01.14—83. Определение расчетных гидрологических характеристик. М., 1985.

12. СНиП 2.06.05—84. Плотины из грунтовых материалов. М., 1985.

13. СНиП 2.06.04—82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М., 1983.

14. СНиП 2.04.02—84. Водоснабжение, наружные сети и сооружения. М., 1985.

15. СНиП 2.06.01—86. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. М., 1987.

16. Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения/Под ред. В. П. Недриги. М., 1983.

17. **Чеботарев А. И.** Гидрологический словарь. Л., 1978.

Абразионный берег 169
Абразия 169
Автокорреляция 129
Акведук 292, 402, 403
Аккумулятивный берег 169
Акселерометр 438
Активная глубина 331
Амплитуда волны 44
Антидюна 163
Апвелинг 445
Ареометр 200

Баланс водный 25
— водохранилищ 277
— водохозяйственный 219—221
— тепловой 31, 32
Банкет 320, 322
Бассейн 60
Бар 173
Батометр 195—198
Безвозвратные потери воды 210
Берегозащита 406—408
Берма 305, 308, 390, 391
Бетон 295, 296
— прочность 298
— морозостойкость 298
Бровка берега 62
— откоса 305, 390, 429
Быки 328, 347, 356, 359
Быстроток 378, 380—382
Бьеф 284

Вероятность превышения 111
Вес затвора 371, 373, 374
Вертушки гидрометрические 187
— речные 188
— морские 190, 191
Виброграф 438
Вода морская 36
— минеральных озер 37
— пресных — 37
— солоноватых — 37
— соленых — 37
Водобой 328, 330, 344
Водоспуск 377, 386, 388
Водозабор 289, 386, 418, 420
Водопотребление 209, 218—220
Водораздельная линия 60
Водосброс 377, 378
Водослив 347, 378, 379
— практического профиля 341, 342
— с широким порогом 341, 342
Водоспуск 386, 387
Водоток 57
Водохозяйственная система 218
Водохозяйственные комплексы 207, 218
Водохранилище 21, 22, 222
Водоупор 332, 334
Волна одиночная 40
— бесконечная 40
— ограниченная 40
Волномерные рейки и вехи 201
Волномер-перспектометр 201, 202
Волнообразующие факторы 46
Волны анемобарические 41
— ветровые 41
— вынужденные 42
— гравитационные 41
— двухмерные 42, 43
— длинные 42, 47
— капиллярные 41
— корабельные 41
— короткие 42
— приливные 41
— прогрессивные 41
— свободные 42
— стоячие 41, 44, 45
— трехмерные 42, 43
Выправительные сооружения 417

Галерен 387, 388
Галсы косые 185
Гаснтели 344, 345
Геонд 52
Гидравлическая крупность 155, 158, 175
Гидрограф 70, 71
Гидродинамическая сетка 229, 313, 334
Гидрология 5, 6
Гидрометрия 5
Гидроморфологическая теория 164
Гидросфера 10
Гладкая фаза перемещения наносов 161
Глубина
— размыва 346
— разрушения 47
— трения 49
Год гидрологический 28
Гребень плотины 284, 309
Гряды 161

Дамба 284, 415, 422, 425
Двухслойная модель 157
Дельта 59
Диафрагма плотины 287
Диспетчерский график 270
Диффузионная теория 156
Долина речная 62
Дренаж 313, 414, 425
— бетонных плотин 330
— грунтовых плотин 313, 414
— наслонный 313
Дренажная призма 313
Дрены 399, 426, 433
Дюкеры 292, 402—403

Заберег 54, 76, 206
Загрязнение минералогическое 442
— микробиологическое 444
— радноактивное 442, 443
— тепловое 444
— химическое 442
Заиления режим 173
— тело 172
Зажор 78
Заложение откосов 309, 324, 379, 392
Запруда 284, 417
Затвор 367
— аварийно-ремонтный 367
— вальцовый 367, 373, 376
— крышевидный 367, 374, 377
— плоский 367
— сегментный 367, 371
— тканевый 367, 374, 377
Затор 77
Золоотвал 424, 425
Зуб 286

Извилистость реки 60, 64, 65
Изобаты 65
Изогнеты 96
Изотахи 81, 190, 192, 193
Испарение 91, 98—101
Исток 57, 58

Каменная наброска 399, 409
Канал 378, 389
Классы льдов 53
Клетчатка вероятности 126, 127

Колебания уровня 52
Конденсация 98
Концентрация наносов 156, 157, 197
Корреляционные зависимостн 127
— автокорреляция 129
Коэффициент асимметрнн 115, 124
— варнацни 114, 124
— густоты речной сетн 60
— достоверностн 128
— зарегулнрования стока 264
— извилистости 60
— модульный 113, 114, 264
— надежности 354
— неоднородности 307
— объема водохранилнща 264
— расхода водослива 341
— регрессин 128
— скошеиностн 115
— стока 90
— шероховатостн 66
Крепленне земляных откосов 309, 398
— асфальтное 309
— асфальтобетонное 312, 400
— бетонное 309, 399
— железобетонное 309, 399
— каменное 309, 312, 398
Кривая депрессии 229, 332
— объемная 234, 235
— интегральная полная 248
— разностная 132, 133, 255
— распределения вероятностей 110—112
— расходов воды 71, 194
Кривая обеспеченностн
— теоретическая 112, 117, 119
— эмпирическая 111
— повторяемостн 110
Кристаллизация 54, 55, 76
Круговорот воды в природе 23

Лед внутрнводный 54
— конжеляционный 54
— шуговой 54
Ледостав 77, 441
Ледоход 76, 79, 80, 206, 441
Ливневые трубы 402, 404
Линнн равных напоров 313, 335
— тока 313, 335
Лот 183
Лучевой масштаб 249
Льды морские 53
— пресноводные 53

Марки 437, 439
Меандрирование 64, 166, 167
Меандр 6, 166, 167
Межень 21
Мезоформы 161, 165
Мероприятия противофильтрационные 339, 397, 398
Метод
— графоаналитический 120
— коэффициентов сопротнвления 331
— моментов 116
— наибольшего правдоподобия 120
— предельных состоянний 348
— статистическнх испытаний (Монте-Карло) 130
— удлиненной контурной линнн 334
— таблнчно-цнфровой балансовый 258
Мнкроформы 159, 160
Моделирование гидрологнческого процесса 130
Модуль стока воды 89
— взвешенных наносов 159
Монторинг 447, 448
Море 11
Мутность 156, 157, 175, 196, 197

Нагон 51, 52, 309
Нагорная канава 391
Накат волны на откос 309
Накопитель 281, 294, 295, 421, 422
Наледь 78
Наносы 153
— взвешенные 153, 155
— донные 153, 159
— полувзвешенные 153
— руслоформирующне 153
Напор 283
Напряжения нормальные 349
— главные нормальные 351
— — скалывающие 351
Нормы гидрологнческой величины 90, 91
— стока наносов 158

Озеро 13
Обеспеченность гидрологической величины 110, 111
— отдачи 219, 240, 241, 262
Облнцовка канала 398
Обратный фильтр 310, 313
Объем водохранилища 229
— мертвый 229
— полезный 230
— полиый 231
— форсировка 231, 274
Объем стока воды 89
— — наносов 197, 198
Океанология 5
Осадка грунтовых плотнн и основания 315
Осередок 161
Отдача из водохранилища полезная 240, 264
— — полная 262
Относительиая прозрачиость воды 205
Отстойинк 422, 430, 449
Очистка сточных вод 449
Очистные сооружеиия 449
Ошнбки систематические 123, 124
— случайные 123, 124
Ошибка стандартная (средне-квадратическая) 123, 128

Паводок 21, 436
Перекат 64
Пернметр смоченный 65
Пирсы — 344, 345
Питание рекн 169
Плавучесть 187
Плёс 64
Плотина 283
— арочная 289
— бетоиная 285, 289
— взрывоиабросная 287
— водослнвная 284, 340, 347
— глухая 284, 285, 361
— гравитационная 288
— грунтовая 285
— железобетонная 285, 289
— земляиая 285, 308
— каменная 285, 322
— каменно-земляная 285, 322
— каменно-набросная 287, 323
— контрфорсиая 288, 362, 363, 364
— масснвно-контрфорсная 288
— набросная 287
— намывная 285, 307, 319
— насыпная 285, 306, 309, 318
— неодиородного грунта 287
— однородного грунта 287, 307
— переливная 326, 327
— смешанного типа 287
— с высоким порогом 328
— с низким порогом 328
— с расширенным швом 288
— с экраном 287, 288
— с ядром 287
— фильтрующая 285
— ячеистого типа 365, 366
Плотиость воды 39, 200, 205
Площадь живого (водиого) сечеиия 65, 192, 194

Побочень 161
Повторяемость гидрологической величины 110
Подземный контур 331, 332, 359, 365
Подъемная сила 154
Пойма реки 62
Половодье 17, 436
Понур 313, 328—330
Поперечники 184, 186
Поплавок поверхностный 186
— глубинный 186
— интегратор 187
Пост водомерный 179
— основной (опорный) 178
— передаточный 179
— реечный 179
— свайный 180
— специальный 179—181
— уклонный 181
Порог 341, 342, 347
Прибрежная зона 46, 50
Принцип приоритетности 208
Припай 53
Прогнозирование стока 90
Продольники 184, 185, 186
Промерная вертикаль 185
Профиль водотока поперечный 65
— — продольный 66
— скоростн 189
Пульта 319, 320, 322, 422, 426

Радиус гидравлический 66
Разгон 46
Разрезка плотины на блоки 347, 361
— — бетонирования 361
— секционные 362, 381
Распределение внутригодового стока 140—143, 244
— — потребления 244
Расход воды 89, 192, 193
— взвешенных насосов 157, 196
— донных — 197
— фильтрационный 334, 396
Расчетная глубина расположения водоупора 331
— обеспеченность 240
Регулирование речного стока 222
— каскадное 228
— компенсирующее 229
— краткосрочное 228
— недельное 225
— многолетнее 227
— сезонное 226
— суточное 224
Регуляторы-переключатели 404, 405
Регуляционные сооружения 414, 415, 420
Режим работы водохранилища
— двухтактный 246
— одиотактный 244
Режим гидрологический
— ледовый 75, 206
— температурный 73
— уровенный (водный) 71
Ресурсы водные 55
Река 16, 57
— аналог 137
Рефракция волны 46
Решетки сооружающие 386, 395, 435
Рисберма 328, 344, 346
Рифели 159, 160
Русло реки 62, 63, 152
Русловой процесс 163, 164

Сало 76
Самоочищение 445
Самописец уровня 181
Сдвиг плотины
— глубинный 353, 354
— плоский 353, 354, 356
— по наклонной плоскости 356
— смешанный 353, 354
Сейша 48, 53
Селепровод 292
Сеть гидрографическая 57
— речная 57
— русловая 57
Система речная 57, 59
Скорость
— ветра 46
— движения воды 80
— звука в воде 184
— начальная донная трогания 155
— незаиляющая 393, 394
— неразмывающая 392
— переносная 50
— предельная по зарастанию 394
— пульсации 155, 156
— распространения волн 46
Скоростная вертикаль 189
Слой скачка 38
Смещенность 124
Соленость 36, 37
Солевой состав 37, 38
Срезка уровня 183
Створ 182
Сток воды годовой 17, 90
— максимальный 91, 144
— минимальный 91, 150
— поверхностный 89
— подземный 89
Сток наносов 174, 197, 198
Створ 182
Схема намыва плотины 319
— двухсторонняя 319
— мозаичная 319, 321, 322
— односторонняя 319—321
— торцевая 319—322
Суффозия 313, 336, 337

Тахиграфическая кривая 194
Температура воды 31, 38, 203
— замерзания — 55
— наибольшей плотности — 55
Теплоемкость 39
Теплота испарения 39
Технический потенциал гидроэнергетических ресурсов 212
Течения 48
— ветровые 48, 51
— волновые 50
— градиентные 48, 50
— дрейфовые 48, 49, 51
— плотностные 48
— приливные 48
— разрывные 51
— стоковые 48, 51
— энергетические 50, 52
Титрование 200
Толщина обратного фильтра 313
Транспортирующая способность потока 158
Трансформация волн на мелководье 46
— высокого стока 273
Трасса канала 401
Трубопроводы 282
Туннель гидротехнический 282, 406
Тюфяк фашинный 346, 420

Уклон поверхности воды 66, 68
Уравнение водного баланса Земного шара 26
— моря 29
— озера 29, 30
— участка реки 28
Уровень воды 65
— меженный 182
— модальный 182
— моря 52
— средний 182
— условный 183
Уровень воды в водохранилище
— нормальный подпорный 231
— мертвого объема 229

— форснрованный подпорный 231
Устье 58, 59
Устойчивость плотины
— на сдвиг по основанию 353
— откосов плотины 315—317, 431

Фильтрация
— безнапорная 330, 358
— из каналов 396
— напорная 330
Фильтрационное давление 332, 335, 358, 380
Фильтрационный выпор 336
Флютбет 328—330

Хвостохранилище 294, 421, 428

Шашки 344, 345
Шельф 445
Шероховатость русла 66
Шламонакопитель 421, 430
Шпонка 388
Шпунт 286, 328, 330, 332, 338
Шуга 53, 76, 206, 441

Цвет морской воды 205
Цветение водохранилища 452
Цикличность годового стока 90
Циркуляция воды
— вертикальная в море 50
— поперечная в реке 85

Экран плотины 286, 288, 306, 325, 432
Экономический потенциал гидроэнергетических ресурсов 212
Энергия волн 45
Эпюра фильтрационного давления 335, 339
— скоростей течения воды 51, 85, 190
Эрозия 152, 169
Эстуарий 59
Эхолот 183

Ядро плотины 286, 320, 324

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3

Введение 5

Глава 1. **Вода на земном шаре** 10

1.1. Распространение воды на Земле 10
1.2. Определение и классификация водных объектов 11
1.3. Круговорот воды в природе 23
1.4. Водный баланс 25
1.5. Тепловой баланс 31
1.6. Мировые водные ресурсы 33
1.7. Водные ресурсы СССР 34

Глава 2. **Свойства воды и процессы в морях, озерах и водохранилищах** . 36

2.1. Соленость, температура и плотность морской воды 36
2.2. Волнение и течения 40
2.3. Колебания уровня 52
2.4. Ледовый режим 53

Глава 3. **Общие сведения о реках** 57

3.1. Река, ее притоки, речная система 57
3.2. Речной бассейн 60
3.3. Речная долина и русло 62
3.4. Продольный профиль реки, поперечный уклон 66
3.5. Питание рек 69
3.6. Уровенный режим 71
3.7. Термический режим 73
3.8. Ледовый режим 75
3.9. Движение воды в реках 80
3.10. Поперечные течения 83
3.11. Волна паводка 86

Глава 4. **Речной сток и гидрологические расчеты** 89

4.1. Основные характеристики стока 89
4.2. Влияние климатических факторов на сток 91
4.3. Влияние факторов подстилающей поверхности 102
4.4. Методы исследований и расчетов стока 106
4.5. Статистические методы в гидрологии 107
4.6. Обеспеченность гидрологических характеристик 109
4.7. Теоретические кривые распределения 112
4.8. Оценка точности расчета параметров кривых распределения гидрологических характеристик 123
4.9. Корреляция 127
4.10. Математическое моделирование гидрологических процессов 130
4.11. Гидрологические расчеты. Общие рекомендации 131
4.12. Особенности расчета годового стока и его внутригодового распределения 139
4.13. Особенности расчета максимального стока 144
4.14. Особенности расчета минимального стока 150

Стр.

Глава 5. **Речные наносы и твердый сток. Русловые процессы** 152

5.1. Общие представления о наносах 152
5.2. Взвешенные наносы 155
5.3. Донные наносы 159
5.4. Русловые процессы 163
5.5. Переформирование берегов водохранилищ 168
5.6. Заиление водохранилищ 172

Глава 6. **Гидрометрия** 177

6.1. Общие положения 177
6.2. Измерение уровней 179
6.3. Промерные работы 182
6.4. Измерение скорости течения воды 186
6.5. Определение расходов воды 192
6.6. Измерение расхода наносов и содержания растворенных в воде веществ 195
6.7. Наблюдения над волнением 200
6.8. Определение температуры, плотности, прозрачности и цвета воды . 203
6.9. Наблюдения за ледовым режимом 206

Глава 7. **Комплексное использование водных ресурсов** 207

7.1. Использование водных ресурсов в народном хозяйстве 207
7.2. Водоснабжение и водоотведение 209
7.3. Гидроэнергетика 211
7.4. Сельскохозяйственные водные мелиорации 212
7.5. Водный транспорт и лесосплав 215
7.6. Рыбное хозяйство 216
7.7. Водохозяйственные балансы 218

Глава 8. **Регулирование речного стока** 222

8.1. Задачи регулирования стока 222
8.2. Виды регулирования стока 224
8.3. Характерные объемы и уровни водохранилища 229
8.4. Потери воды из водохранилища 235
8.5. Задачи водохозяйственных расчетов и расчетная обеспеченность отдачи 239
8.6. Основные методы расчетов регулирования стока 242
8.7. Расчеты регулирования по хронологическому ряду величин стока . 244
8.8. Графические способы расчета регулирования 247
8.9. Таблично-цифровые балансовые расчеты 258
8.10. Особенности расчета сезонного регулирования стока 262
8.11. Особенности расчета многолетнего регулирования стока 263
8.12. Обобщенные методы расчетов регулирования стока 268
8.13. Регулирование стока на переменное водопотребление 270
8.14. Регулирование водохранилищами стока половодий и паводков . . 273

Глава 9. **Общие сведения о гидротехнических сооружениях для водоснабжения и водоотведения** 280

9.1. Определение и классификация гидротехнических сооружений для водоснабжения и водоотведения 280
9.2. Материалы, применяемые в гидротехническом строительстве . . . 295
9.3. Защита гидротехнических сооружений от коррозии 302

Глава 10. **Плотины из грунтовых материалов** 305
10.1. Общие положения 305
10.2. Земляные плотины 306
10.3. Проектирование земляных плотин 308

Стр

10.4. Расчет устойчивости откосов плотины 31
10.5. Возведение плотин и пропуск воды в период строительства . . . 31
10.6. Каменные и каменно-земляные плотины 32

Глава 11. **Бетонные и железобетонные водосливные низконапорные плотины** 32

11.1. Основные части плотин 32
11.2. Фильтрационные расчеты 33
11.3. Расчет водосливного отверстия плотины 34
11.4. Сопряжение бьефов и гашение энергии потока за водосливами . . 34
11.5. Тело водосливной плотины 34
11.6. Устои и быки 35
11.7. Облегченные типы бетонных и железобетонных водосливных плотин 36
11.8. Затворы водосливных плотин 36

Глава 12. **Водосбросы и водоспуски грунтовых плотин** 37

12.1. Водосбросы 37
12.2. Водоспуски 38

Глава 13. **Каналы** 38

13.1. Формы и размеры поперечного сечения каналов 38
13.2. Скорости течения воды в каналах 39
13.3. Зимний режим каналов 39
13.4. Потери воды из каналов и борьба с ними 39
13.5. Облицовка каналов 39
13.6. Трасса канала 40
13.7. Сооружения на каналах 40

Глава 14. **Берегозащитные и регуляционные сооружения** 40

14.1. Берегозащитные сооружения 40
14.2. Регуляционные сооружения 41

Глава 15. **Накопители отходов производств и промышленных стоков** . . . 42
15.1. Общие сведения 42
15.2. Золоотвалы, хвостохранилища и другие накопители 42
15.3. Ограждающие дамбы, противофильтрационные и дренажные устройства 43

Глава 16. **Техническая эксплуатация гидротехнических сооружений и охрана окружающей среды** 43

16.1. Техническая эксплуатация гидротехнических сооружений 43
16.2. Охрана водных ресурсов 44
Заключение 45
Приложения 45
Литература 46
Предметный указатель 46