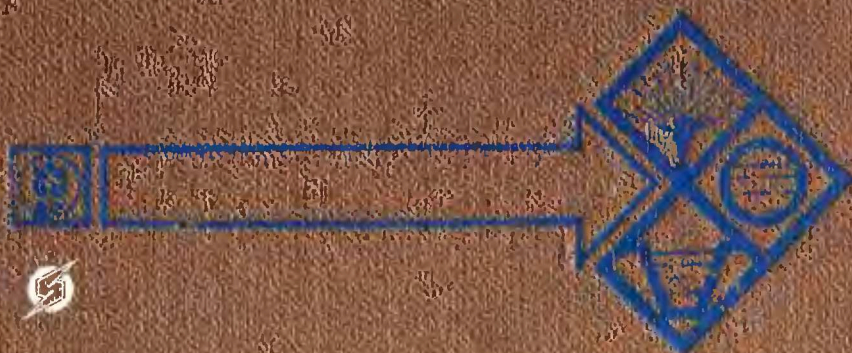


Г. В. Железняков, Т. А. Неговская, Е. Е. Ойчаров

Гидрология, гидрометрия и регулирование стока



ББК 26.222.5

Ж51

УДК 627.133:556.53 (075.8)

Введение, части 1, 2 и разделы 3.7, 3.8, 3.9 и 3.5.2 написаны *Г. В. Железняковым*, часть 3 (кроме указанных разделов) — *Т. А. Неговской*, часть 4 — *Е. Е. Овчаровым*.

Рецензент: кандидат технических наук *С. И. Игнатенко* (Новочеркасский инженерно-мелиоративный институт).

Железняков Г. В. и др.

Ж51 Гидрология, гидрометрия и регулирование стока/
Г. В. Железняков, Т. А. Неговская, Е. Е. Овчаров; Под
ред. Г. В. Железнякова. — М.: Колос, 1984. — 205 с., ил. —
(Учебники и учеб. пособия для высш. с.-х. учеб. заведе-
ний).

Изложены общая и инженерная гидрология, включая гидрометрию рек и гидромелиоративных каналов, расчеты речного стока и его регулирования. Приведены физические методы измерения элементов потока. Уделено внимание проектированию водохранилищ на реках и их эксплуатации.

Для студентов по специальности 1511 — «Гидромелиорация».

3802030000—205
Ж 035(01)—84 72—84

ББК 26.222.5
551.49



© Издательство «Колос», 1984

Общие сведения о предмете. Значение гидрологии, гидрометрии и регулирования стока определяется главными задачами водного хозяйства как отрасли науки и техники, охватывающей учет, изучение, использование, охрану водных ресурсов, а также борьбу с вредным действием вод.

Гидрология — это наука, изучающая гидросферу, включая океаны и моря, реки, озера, болота, почвенные и грунтовые воды, снег и ледники, влагу атмосферы, а также ее свойства и протекающие в ней процессы и явления во взаимосвязи с атмосферой, литосферой (земной корой) и биосферой.

Вода — основная среда, обеспечивающая обмен веществ и развитие организмов. С древнейших времен жизнь человека и развитие культуры связаны с водой. Она широко используется в промышленности, энергетике, сельском и рыбном хозяйстве, в медицине и т. д. Вода — объект изучения физики, химии, механики и других наук.

Гидрология тесно связана с метеорологией — наукой об атмосфере и происходящих в ней процессах, и в первую очередь с той ее частью, которая исследует влагооборот и испарение с поверхности воды. Взаимосвязь гидросферы с литосферой наиболее отчетливо проявляется в процессах формирования земной поверхности под влиянием деятельности воды. В свою очередь, рельеф земной поверхности оказывает существенное влияние на образование водных потоков. Поэтому гидрология имеет много общего с геоморфологией — наукой, изучающей закономерности возникновения и развития форм земной поверхности.

Воды Земли с содержащимися в них твердыми, жидкими и газообразными веществами называются *природными*. Огромную часть их составляют воды океанов, меньшая часть приходится на водные объекты суши, представляющие сосредоточение природных вод на поверхности суши или в горных породах. Водные объекты суши образуются в результате выпадения атмосферных осадков, значительная часть которых формируется при испарении воды океанов и морей. Воды, находящиеся на поверхности суши в виде различных водных объектов, называются *поверхностными*. Раздел гидрологии, изучающий поверхностные воды, называется *гидрологией суши* или *континентальной гидрологией*.

Раздел гидрологии по изучению воды океанов и морей называют *гидрологией океанов и морей* или *океанологией*.

Гидрология грунтовых (подземных) вод называется *гидрогеологией*. В гидрологию входят те разделы гидрогеологии, которые изучают взаимодействие поверхностных и подземных вод, питание рек грунтовыми водами и др. Разделы гидрогеологии, изучающие способы поиска и добычи грунтовых вод, их взаимодействие с горными породами, относят к геологии.

Основное понятие в гидрологии суши — это водный объект. Водные объекты подразделяются на водотоки и водоемы.

Водный объект, в котором вода движется в направлении уклона в углублении земной поверхности, называется *водотоком*. Различают *постоянные* (вода находится в движении в течение всего года или большей его части) и *временные* (движение воды происходит меньшую часть года) водотоки.

Водный объект в углублении суши, характеризующийся замедленным движением воды или полным его отсутствием, называется *водоемом*. Различают *естественные* (природные скопления воды во впадинах) и *искусственные* (специально созданные скопления воды в искусственных или естественных углублениях земной поверхности) водоемы.

С понятием «водный объект» тесно связано понятие «*водосбор*», то есть часть земной поверхности и толща почв и горных пород, с которых вода поступает в водный объект.

Наиболее типичная форма водотоков на земле — река. Она представляет водоток значительных размеров, питающийся атмосферными осадками со своего водосбора и имеющий четко выраженное русло.

Естественный водоем с замедленным водообменом называется *озером*. Искусственный водоем, образованный водоподпорным сооружением на водотоке с целью хранения и регулирования стока воды, называется *водохранилищем*. Речные водохранилища сохраняют типичные черты и водотока, и водоема. Отличают их значительно меньшие скорости течения воды, чем в реках в естественном состоянии.

Различают *гидрологию рек* (*речная гидрология*, или *потамология*), *озер* (*лимнология*), *болот* (*тельматология*), *водохранилищ*, *ледников* (*гляциология*). Речная гидрология и речная гидравлика, изучающие движение воды в речных руслах и их формирование, дополняют друг друга. Речную гидравлику можно рассматривать как раздел гидрологии суши и как раздел гидравлики.

Гидрология, занимающаяся решением различных инженерных задач (в гидротехнике, гидромелиорации, гидроэнергетике, водоснабжении, строительстве мостов, автомобильных и железных дорог и т. д.), называется *инженерной*.

В результате широкого применения в гидрологии теории вероятностных процессов сформировалась *стохастическая гидрология*.

Для дальнейшего развития гидрологии необходимо сочетать генетические и стохастические методы исследования гидрологических процессов. Только разумное сочетание генетического и стохастического методов исследования гидрологических процессов может обеспечить успех дальнейшего развития гидрологии.

Гидрометрия — это наука о методах и средствах определения величин, характеризующих движение и состояние жидкости и режим водных объектов. В задачу гидрометрии входят определения: уровней, глубин, рельефа дна и свободной поверхности потока; напоров и давлений; скоростей и направлений течения жидкости, пульсаций скоростей и давлений; параметров волн; гидравлических уклонов; расходов жидкости; мутности потока; расходов наносов и пульпы; элементов термического и ледового режимов потоков. Наибольшее развитие в связи с гидротехническим строительством получила речная гидрометрия. Эффективное использование водных ресурсов и рациональная эксплуатация гидромелиоративных систем, гидротехнических сооружений и ГЭС, мостов, автомобильных и железных дорог обусловили формирование и развитие эксплуатационной гидрометрии, особенно ирригационной.

Получила развитие *инженерная гидрометрия*. Ее задачи: гидрометрические работы в период строительства и ввода в эксплуатацию гидротехнических сооружений и мостов; наблюдения за влиянием возводимых сооружений на гидравлические элементы потока и воздействием потока на сооружения (их состояние и сохранность подводных частей); наблюдения за деформациями естественного русла, в особенности вблизи сооружений, пропуском паводка и воздействием ледохода на сооружения; гидрометрические исследования при перекрытии русл рек и переводе потока на водобросные сооружения. Развивается гидрометрия двухфазных потоков (пульпы, аэрированных, нестационарных потоков и др.).

Гидрометрия совершенствуется на основе гидромеханики и достижений физики. Одно из перспективных направлений гидрометрии — дистанционная регистрация элементов потока без нарушения его структуры.

Регулирование речного стока — это наука о перераспределении (увеличение или уменьшение) во времени объемов речного стока в замыкающем створе реки по сравнению с ходом поступления воды на поверхность водосбора. Сток регулируется путем накопления воды в водохранилищах в период половодий и паводков и расходования ее в период превышения потребления воды над ее естественным поступлением в реки с водосборов. Одна из главных задач в таких гидрологических расчетах — определение объема водохранилища. Одновременно решаются и такие задачи, как определение водохозяйственного эффекта от эксплуатации водохранилища, установление правил эксплуатации водохранилища, установление правил эксплуатации водохозяйственной установки, обеспечивающих получение наиболь-

шего экономического эффекта, и др. Совокупность подобных расчетов, тесно связанных с расчетами регулирования стока, называют *водохозяйственными*. Водохозяйственные расчеты, связанные с проектированием и эксплуатацией ГЭС, называются *водноэнергетическими*.

Согласно определению М. В. Потапова, регулирование стока в широком смысле представляет изменение природного (бытового) режима поверхностного и подземного стоков. Гидротехника — это совокупность методов воздействия на сток воды.

Регулирование стока можно подразделить на естественное и искусственное. *Естественное регулирование стока* происходит при аккумуляции воды в понижениях рельефа, в руслах и поймах рек, под влиянием озер, болот, лесов и др.

Регулирование речного стока в естественных условиях в результате временного задержания в бассейне реки части талых снеговых и дождевых вод называется *бассейновым*. Регулирование речного стока в естественных условиях в результате накопления воды в русловой сети при подъеме уровня воды в реке и последующей сработке накопленных запасов воды при спаде уровня называется *русловым*. Если поток выходит на пойму, происходит *русловое и пойменное регулирование стока*.

Роль дисциплины в комплексном использовании водных ресурсов и их охране. Использованию водных ресурсов предшествует этап изучения различных характеристик (элементов) потока. Например, для определения мощности ГЭС необходимо знать, какой объем воды проходит через поперечное сечение русла в единицу времени (расход воды) и на какую высоту вода может быть поднята в данных природных условиях. При использовании рек и озер в качестве путей сообщения должны быть изучены формы подводного рельефа. Оросительную способность рек устанавливают по измеренным расходам воды. При осушении болот необходимо знать пропускную способность реки водоприемника. С помощью гидрометрии и гидрологических расчетов устанавливают характеристики потока, необходимые для решения задач использования водных ресурсов.

Наиболее рационально решаются проблемы водного хозяйства при комплексном использовании водных ресурсов, когда удовлетворяются потребности в воде всех отраслей народного хозяйства. Совокупность отраслей народного хозяйства, совместно использующих водные ресурсы одного речного бассейна, называют *водохозяйственным комплексом*. Охрана водных ресурсов неотделима от рационального их использования. Одно из направлений водного хозяйства и гидротехнического строительства — борьба с вредным действием вод, включающая инженерные мероприятия по борьбе с наводнениями, затоплением территорий, селевыми потоками, водной эрозией, размывами берегов рек, каналов, водохранилищ и морей, образованием оврагов, оползнями, снежными лавинами, инженерную защиту территории и др. При комплексном решении водохозяйственных

проблем почти всегда требуется регулирование речного стока.

Продовольственной программой СССР на период до 1990 г., одобренной майским (1982 г.) Пленумом ЦК КПСС, предусмотрено: «Усилить исследования по рациональному использованию водных ресурсов и охране их от загрязнения и истощения, созданию экономичных и надежных в эксплуатации оросительных систем с механизированным и автоматизированным водораспределением». Продовольственная и Энергетическая программы являются кардинальными, как было отмечено на июньском (1983 г.) Пленуме ЦК КПСС.

Вместе с тем последовательная реализация Продовольственной программы требует поднять мелиорацию на качественно новый уровень, лучше использовать ее возможности для увеличения производства сельскохозяйственной продукции и повышения устойчивости земледелия. В связи с этим имеет большое значение автоматизация увлажнения и осушения почвы по заданной программе, внедрение системы контроля и управления распределением воды на гидромелиоративных системах. В свете таких задач в области мелиорации земель возрастает научное и практическое значение всех гидрологических дисциплин и гидравлики.

Гидрологические исследования водных объектов являются частью гидрометеорологических исследований. Центральный орган гидрометеорологической службы СССР — Государственный комитет СССР по гидрометеорологии и контролю природной среды.

Учет ресурсов поверхностных вод выполняется гидрологической сетью Госкомгидромета, учет грунтовых вод — сетью Министерства геологии СССР. Учет использования водных ресурсов ведет Министерство мелиорации и водного хозяйства СССР.

1.1. КРУГОВОРОТ ВОДЫ В ПРИРОДЕ

Постоянный обмен влагой между гидросферой, атмосферой и земной поверхностью, состоящий из процессов испарения, переноса водяного пара в атмосфере, конденсации его в атмосфере, выпадения осадков и стока, получил название *влагооборота* (круговорота воды). Выпавшие атмосферные осадки частично вновь испаряются, частично образуют временные и постоянные водотоки и водоемы, частично просачиваются в почву и пополняют грунтовые воды. Совокупность водотоков и водоемов в пределах какой-либо территории называется *гидрографической сетью*. В конечном итоге выпавшие осадки в процессе движения снова достигают океана.

Различают несколько видов влагооборота в природе.

1. *Большой, или мировой, влагооборот* — водяной пар, испарившийся с поверхности океанов, переносится ветрами на материки, выпадает в виде атмосферных осадков и возвращается в океан со стоком.

В процессе влагооборота изменяется качество воды: при испарении морская вода превращается в пресную, а загрязненная очищается.

2. *Малый, или океанический, влагооборот* — водяной пар, испарившийся с поверхности океанов, выпадает в виде атмосферных осадков снова в океан.

3. *Внутриконтинентальный влагооборот* — вода, испарившаяся с поверхности суши, вновь выпадает на сушу в виде атмосферных осадков.

Испарение с поверхности земного шара в среднем за год составляет 577 тыс. км³ воды. Из этого объема воды 505 тыс. км³ приходится на мировой океан и 72 тыс. км³ — на сушу. Объем осадков за год, выпадающих на поверхность мирового океана, равен 458 тыс. км³. Избыток испаряющейся влаги, равный (505 тыс. км³—458 тыс. км³) 47 тыс. км³, переносится воздушными потоками на континенты и острова. Этот годовой объем воды затрачивается на формирование рек, образование озер, болот, ледников и грунтовых вод, создает условия для существования и развития природной среды и деятельности человека. Такой же объем воды ежегодно возвращается в океан, причем на долю речного стока приходится около 45 тыс. км³, на долю стока грунтовых вод, не дренируемых реками, — около 2 тыс. км³.

Скорость переноса различных видов воды изменяется в широких пределах, поэтому и периоды расходования и возобновления воды также различны. Они изменяются от нескольких часов до нескольких десятков тысячелетий.

Воды, входящие в состав живых организмов, возобновляются в течение нескольких часов. Это самая активная форма водообмена. Биологическая вода расходуется главным образом на транспирацию. Через транспирацию в атмосферу поступает большая часть почвенной влаги. Сравнительно незначительная часть почвенной влаги затрачивается на сток в русле рек. Запасы почвенной влаги имеют примерно годичный период накопления и расходования. Атмосферная влага, образующаяся при испарении воды с океанов, морей и суши, возобновляется в среднем через восемь дней.

Исследованиями установлено, что единовременные объемы воды в речных руслах мира почти полностью возобновляются в среднем за 16 сут. В болотах вода расходуется в основном на испарение с ее поверхности и транспирацию, а также на фильтрацию (в меньшей степени) в русла рек. Период возобновления свободных подземных вод земной коры до уровня минус 2 000 м составляет около 1 400 лет.

Время возобновления запасов воды в озерах изменяется в больших пределах: для малых озер в засушливых областях — около года, а для наиболее крупных озер — до нескольких сот лет. Полное возобновление водных ресурсов величайшего пресноводного озера мира Байкал происходит в течение 380 лет. В среднем воды озер полностью возобновляются в течение 17 лет. Ежегодно возобновляемые воды озер составляют около 1 ... 2% их объема.

Период возобновления запасов воды в горных ледниках около 1600 лет, в ледниках полярных стран около 9700 лет. Полное возобновление вод мирового океана происходит примерно через 2700 лет. Эта цифра получена путем деления объема вод океанов (1338,5 млн. км³) на ежегодный расход воды из них на испарение (505 тыс. км³).

Единая водная поверхность мирового океана равна 361,3 млн. км², средняя глубина — 3,7 км. Мировой океан подразделяется на океаны, моря, заливы, бухты и проливы.

1.2. ВОДНЫЙ БАЛАНС

Соотношение прихода и расхода воды с учетом изменения ее запасов за выбранный интервал времени для рассматриваемого объекта называется водным *балансом*.

Чтобы составить уравнение водного баланса земного шара, запишем условия равенства прихода и расхода воды в океане и на суше:

$$X_0 + Y = E_0; \quad X_c - Y = E_c,$$

где X_0 — среднегодовые осадки на поверхности океанов и морей; X_c — среднегодовые осадки на поверхности суши; E_0 — среднегодовое испарение с океанов и морей; E_c — среднегодовое испарение с суши; Y — средний годовой сток речных бассейнов.

Суммируя равенства, получаем:

$$X_0 + X_c = E_0 + E_c, \quad (1.1)$$

то есть количество воды, испаряющейся с поверхности океанов, морей и континентов, равно количеству осадков, выпадающих на эти поверхности.

Математическое выражение, описывающее водный баланс, называется *уравнением водного баланса*. Оно может быть составлено для определенного водного объекта (озеро, водохранилище и др.), речного бассейна, участка территории, гидрологического района, страны, материка и земного шара. Уравнение водного баланса выражает закон сохранения материи.

Уравнение (1.1) выражает соотношение между компонентами водного баланса для земного шара. Выше приводились некоторые цифровые данные об испарении и осадках в единицах объема воды. Осадки в метеорологии обычно выражаются высотой слоя воды, выпавшей за какой-нибудь период. Если берется период, в течение которого могли выпадать осадки в жидком и твердом виде, то для суммирования осадков за этот период высота слоя твердых осадков пересчитывается на жидкие осадки. Объем испарившейся влаги и сток также могут быть выражены высотой слоя. Разделив объем стока на площадь водосбора, получим высоту слоя стока (табл. 1.1).

1.1. Водный баланс Земли (мм в год)

Осадки	Испарение	Сток
	<i>Суша</i>	
800	485	315
	<i>Океан</i>	
1 270	1 400	—
	<i>Земной шар</i>	
1 130	1 130	—

Уравнение водного баланса континента за многолетний период записывается следующим образом:

$$X_a + X_E + X_K = Y + U + E, \quad (1.2)$$

где X_a — осадки, выпадающие за счет влаги, принесенной с океана и сопредельных территорий; X_E — осадки, образующиеся за счет местного испарения; X_K — конденсация влаги; Y — речной сток; U — подземные воды; E — суммарное испарение.

В практических расчетах компонентов водного баланса это уравнение используют в упрощенном виде:

$$X=Y+U+E, \quad (1.3)$$

где X — суммарные осадки на континенте, включая конденсацию влаги, которая в некоторых регионах может составлять существенную величину (в зоне многолетней мерзлоты, в пустынях и др.).

1.2.1. Уравнение водного баланса речных бассейнов

Водосбор реки (или речной системы) и вся толща почвогрунтов, с которой вода поступает в реку, называется *речным бассейном*. Совокупность рек, сливающихся вместе и выносящих свои воды в виде общего потока, называется *речной системой*. Бассейн реки (озера, водохранилища) состоит из *поверхностного* и *подземного водосборов*. Участок земной поверхности, с которого стекают воды в отдельную реку (озеро) или в речную систему, представляет поверхностный водосбор. Подземный водосбор — толща почвогрунтов, из которой вода поступает в реки, озера и водохранилища. Соответственно различают *поверхностный* и *подземный* (грунтовой, почвенный) *сток* (рис. 1.1). Несовпадение поверхностного и подземного водосборов наблюдается у малых рек и рек, у которых из-за геологических условий происходит активный водообмен между бассейнами.

Границы подземного водосбора определить трудно. Границы поверхностного водосбора фиксируются достаточно точно водораздельной линией по карте с горизонталями. *Водораздельная линия* речного бассейна представляет замкнутый контур, отделяющий смежные водосборы. На практике за площадь бассейна реки принимается площадь поверхностного водосбора.

Нижний створ на реке, ограничивающий рассматриваемый бассейн, называется *замыкающим створом*. У замыкающего

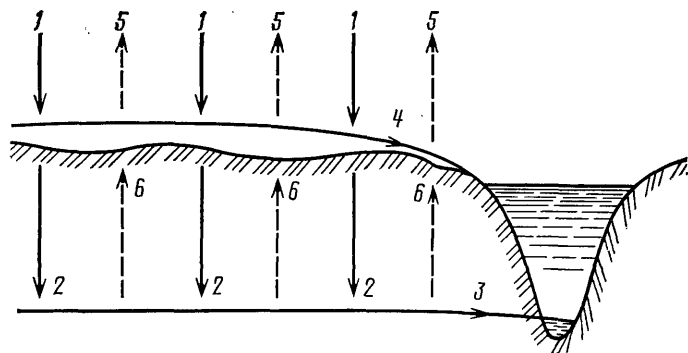


Рис. 1.1. Схема водного баланса бассейна:

1 — осадки; 2 — инфильтрация (просачивание, преимущественно по порам); 3 — подземный сток; 4 — поверхностный сток; 5 — испарение; 6 — капиллярное поднятие и испарение.

створа гидрометрическими методами определяется *речной сток*. Основными компонентами водного баланса речных бассейнов являются осадки x , сток y и испарение E .

При составлении уравнения водного баланса речных бассейнов за ограниченный промежуток времени (месяц или год) необходимо учесть изменение запасов влаги u в бассейне — возрастание или убывание снежного покрова, изменение запасов воды в озерах, болотах и поймах рек, накопление и расходование грунтовых и почвенных вод. Величина u может иметь как положительное (при накоплении влаги в бассейне в многоводные периоды), так и отрицательное (в маловодные годы) значение. Учитывается также подземный водообмен w смежных подземных бассейнов в связи с несовпадением поверхностного и подземного водосборов; w имеет знак плюс при поступлении воды за пределы рассматриваемого водосбора и минус в обратном случае. Следовательно,

$$x = y + E \pm u \pm w. \quad (1.4)$$

Величина w с увеличением площади водосбора убывает, поэтому для достаточно больших речных бассейнов можно считать, что $w = 0$. Тогда уравнение принимает вид:

$$x = y + E \pm u. \quad (1.5)$$

Это уравнение можно использовать для годичного интервала, включающего периоды накопления и расходования влаги в рассматриваемом речном бассейне. Такой интервал называется *гидрологическим годом*. В климатических условиях территории СССР за начало гидрологического года принимается 1 октября или 1 ноября. В это время переходящие из года в год запасы влаги незначительны. Для рек со стоком снегового и дождевого происхождения к гидрологическому году следует отнести периоды накопления снега, снеготаяния, половодья, интенсивных дождей и период стока осенних дождей.

Уравнение водного баланса широко используется в инженерной гидрологии в качестве основы для различных воднобалансовых расчетов.

Уравнение водного баланса речных бассейнов за период, включающий n лет, имеет вид:

$$\frac{1}{n} \sum_1^n x = \frac{1}{n} \sum_1^n y + \frac{1}{n} \sum_1^n E \pm \frac{1}{n} \sum_1^n u. \quad (1.6)$$

Третий член в правой части уравнения стремится к нулю, поэтому

$$x_0 = y_0 + E_0, \quad (1.7)$$

где x_0 — норма осадков; y_0 — норма стока; E_0 — норма испарения.

Среднеарифметические характеристики гидрологического (метеорологического) режима за многолетний период такой про-

должительности, при увеличении которой полученное среднее значение существенно не меняется, называется *нормой гидрологических (метеорологических) величин*.

Поделив правую и левую части уравнения (1.7) на x_0 , получим

$$y_0/x_0 + E_0/x_0 = 1. \quad (1.8)$$

Отношение объема (или слоя) стока к количеству выпавших на площадь водосбора осадков, обусловивших сток, $y/x = \eta$ называется *коэффициентом стока*. Отношение $E/x = \psi$ называется *коэффициентом испарения*. Уравнение (1.8) принимает вид:

$$\eta_0 + \psi_0 = 1,$$

где η_0 — норма коэффициента стока; ψ_0 — норма коэффициента испарения. Каждый из этих коэффициентов изменяется от 0 до 1,0, и их сумма равна единице. В целом для всей территории земного шара $\eta_0 \approx 0,39$, для территории СССР $\eta_0 \approx 0,37$.

В районах избыточного увлажнения коэффициент η_0 достигает 0,7, в засушливых и пустынных районах уменьшается до нуля. Не следует смешивать испарение с поверхности водосбора с испарением только с водной поверхности. Последнее в засушливых районах может во много раз превышать осадки.

1.2.2. Связь теплового и водного балансов суши

Исследование взаимосвязи водного и теплового балансов — сложная проблема гидрологии и климатологии. Большой вклад в ее разработку внес М. И. Будыко.

Так как формирование годового стока в значительной степени зависит от испарения, которое одновременно является одним из основных процессов преобразования солнечной энергии на земной поверхности, то и норма речного стока, и коэффициент стока должны быть связаны с основными членами уравнения теплового баланса земной поверхности (поверхности суши):

$$R = LE_0 + P + A, \quad (1.9)$$

где R — радиационный поток (баланс); L — скрытая теплота парообразования (испарения); E_0 — испарение; P — турбулентный поток тепла от подстилающей поверхности к атмосфере; A — поток тепла от подстилающей поверхности к нижележащим слоям (поток тепла в почву).

Уравнение теплового баланса выражает закон сохранения энергии.

Сравнив уравнение (1.9) с выражением (1.7), увидим, что в каждое из них входит испарение. Затрата тепла на испарение равна произведению скрытой теплоты испарения L и испарения E_0 . Скрытая теплота испарения в природных условиях несколько изменяется в зависимости от температуры испаряющей поверхности.

Во многих расчетах можно принимать постоянные значения скрытой теплоты испарения ($L \approx 2,5$ кДж/г). Средние суммы испарения с поверхности суши E_0 зависят от количества осадков x_0 и притока солнечной энергии. С увеличением осадков x_0 и радиационного баланса R испарение E_0 возрастает.

Радиационный баланс земной поверхности R равен разности поглощенной солнечной радиации и длинноволнового эффективного излучения:

$$R = Q_R(1 - \alpha) - I, \quad (1.10)$$

где Q_R — суммарная коротковолновая радиация (сумма прямой и рассеянной радиации); α — альbedo (отношение отраженной радиации к приходящей радиации); I — эффективное излучение, то есть разность собственного излучения земной поверхности и поглощаемого на поверхности противозлучения атмосферы.

Наибольшее альbedo характерно для чистого и сухого снега — 0,90...0,95. Однако снежный покров редко бывает совершенно чистым, поэтому средние значения альbedo снега в большинстве случаев равны 0,7...0,8. Альbedo влажного и загрязненного снега снижается до 0,4. Альbedo естественных поверхностей с растительным покровом изменяется сравнительно в небольших пределах (от 0,10 до 0,25).

При большой сухости почвы вся вода, поступающая в виде осадков, задерживается молекулярными силами на частицах почвы и в конечном итоге расходуется на испарение. В таких условиях (обычно наблюдаются в пустынях) коэффициент стока y_0/x_0 приближается к нулю. Так как сухость почвы растет с увеличением радиационного притока тепла и с уменьшением количества осадков, то

$$y_0/x_0 \rightarrow 0 \text{ или } E_0/x_0 \rightarrow 1 \text{ при } R/(Lx_0) \rightarrow \infty. \quad (1.11)$$

При уменьшении отношения $R/(Lx_0)$, которое принято называть *радиационным индексом сухости*, значение E_0/x_0 будет уменьшаться, то есть возникнет некоторый сток. При достаточно больших осадках и малом притоке радиационного тепла наступает состояние избыточного увлажнения верхнего слоя почвы. Для условий избыточного увлажнения

$$LE_0 \rightarrow R \text{ при } R/(Lx_0) \rightarrow 0. \quad (1.12)$$

Исходя из условий (1.11) и (1.12)

$$E_0 = \frac{R}{L} \operatorname{th} \frac{Lx_0}{R}, \quad (1.13)$$

где th — символ гиперболического тангенса.

На рисунке 1.2 зависимость E_0/x_0 от $R/(Lx_0)$ для значений $R/(Lx_0)$ в соответствии с условием (1.12) изображена прямой OA , для больших $R/(Lx_0)$ в соответствии с условием (1.11) — прямой AB . Экспериментальные данные показывают, что фак-

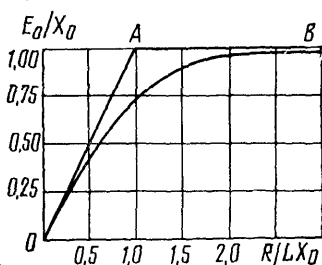


Рис. 1.2. Номограмма для определения коэффициента испарения в зависимости от радиационного индекса сухости.

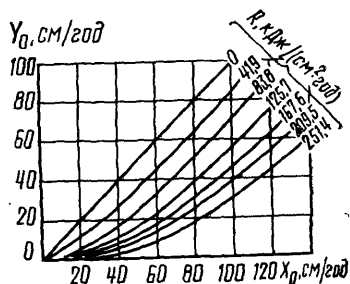


Рис. 1.3. Номограмма для определения стока в зависимости от осадков и радиационного баланса.

тически наблюдается плавный переход от линии OA к линии AB .

Исследование уравнения связи теплового и водного балансов суши выполнили М. И. Будыко и Л. И. Зубенко. Они проанализировали данные для многих районов суши, для которых испарение было подсчитано по уравнению водного баланса как разность осадков и стока. На рисунке 1.3. представлена номограмма стока от годовых сумм осадков и радиационного баланса.

На основе уравнений водного и теплового баланса В. С. Мезенцев разработал метод гидролого-климатических расчетов применительно к решению различных задач инженерной гидрологии и предложил формулу для вычисления испарения с речных бассейнов за любые интервалы времени:

$$E/E_m = \{1 + [E_m/(x + \Delta u)]^n\}^{-1/n}, \quad (1.14)$$

где E — суммарное испарение, мм; E_m — максимально возможное испарение, мм; x — осадки, исправленные с учетом конденсации в почве, росы и иней, мм; Δu — изменение запасов влаги в почвогрунтах (разность влагозапасов в почвогрунтах в слое активного водообмена за расчетный период), мм; n — параметр, зависящий от водно-физических свойств почвогрунтов и условий формирования стока.

Формула рекомендована для территории Западно-Сибирской равнины (параметр n приблизительно равен 2...3), но может применяться и для других территорий со своим значением параметра n .

Величина Δu определяется как разность запаса влаги в деятельном слое почвогрунта в начале и конце расчетного периода. Она может принимать положительные и отрицательные значения для внутригодовых периодов (декад, месяцев, сезонов), а также для отдельных лет или даже группы лет. Для среднеемноголетнего годового периода $\Delta u = 0$.

Для определения максимально возможного испарения предложены формулы и карты с изолиниями. Бóльшей точностью

отличаются формулы, предложенные для максимально возможного среднемноголетнего испарения E_m (мм) за год. Приведем формулу В. С. Мезенцева и И. В. Карнацевича:

$$E_m = 306 + 0,20 \Sigma \theta_{>10}, \quad (1.15)$$

где $\Sigma \theta_{>10}$ — сумма среднесуточных температур воздуха выше 10°C .

Менее точные результаты дает другая формула этих же авторов, но более простая:

$$E_m = 500 \sqrt{d}, \quad (1.16)$$

где d — среднегодовой дефицит влажности воздуха, Па.

Например, для Западной Сибири $E_m = 450 \dots 800$ мм в год. Имея норму осадков, по формуле (1.14) находим норму испарения; их разность даст норму стока.

Для установления внутригодового распределения максимально возможного испарения принимают, что месячные испарения пропорциональны среднемесячным дефицитам влажности воздуха.

Предложенный В. С. Мезенцевым метод гидролого-климатических расчетов позволяет определять общее увлажнение территории, что имеет большое практическое значение при проектировании и эксплуатации мелиоративных систем.

1.2.3. Единицы измерения стока воды

Сток в зависимости от решаемой задачи может выражаться в виде расхода воды ($\text{м}^3/\text{с}$), объема стока, модуля и слоя стока. Объем стока W — это объем воды, стекающей с водосбора за какой-либо интервал T больше секунды. Следовательно, $W = TQ$. В таких случаях объем стока выражается в кубических метрах или кубических километрах с указанием, за какой период (месяц, год и т. д.). Количество воды, стекающей с единицы площади водосбора в единицу времени, называется *модулем стока*. Модуль стока M [$\text{л}/(\text{с} \cdot \text{км}^2)$] равен

$$M = 1000Q/F,$$

где F — площадь водосбора, км^2 . Эта характеристика широко используется в гидрологических расчетах. Она удобна для сравнения удельной водоносности водосборов рек. Например, для Москвы средний годовой модуль стока равен 6, Хабаровска — 8, Батуми — $50 \text{ л}/(\text{с} \cdot \text{км}^2)$.

Если сток сравнивают с осадками и испарением (см. табл. 1.1), говорят о *слое стока*, то есть количестве воды, стекающей с водосбора за какой-либо интервал времени, равно толщине слоя, равномерно распределенного по площади этого водосбора (мм в год).

Слой стока y и модуль стока M связаны следующим образом. Объем воды W (м^3 в год), стекающей с площади водосбора F (км^2), составляет:

$$W = \frac{y}{10^3} F \cdot 10^6 = 10^3 y F.$$

Этот объем воды стекает с водосбора за $31,5 \cdot 10^6$ с в году. Подставив размерности y , M , F и W , получим

$$31,5 \cdot 10^6 \frac{M}{10^3 \cdot 10^6} F \cdot 10^6 = 10^3 y F,$$

откуда

$$y = 31,5 M, \quad (1.17)$$

где число 31,5 представляет *коэффициент размерности*.

К безразмерным характеристикам стока относятся *коэффициент стока η* и *модульный коэффициент стока K_i* , равный отношению модуля стока M_i за рассматриваемый период к его норме M_0 за этот же период, например за год. Модульный коэффициент можно вычислить и по расходам воды Q_i и Q_0 , так как

$$K_i = M_i / M_0 = Q_i / Q_0.$$

1.3. ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ ЗЕМЛИ

Под водными ресурсами в широком смысле понимаются все виды воды, находящейся в Земле, на ее поверхности и в атмосфере. В более узком смысле водными ресурсами называют запасы поверхностных и подземных вод какой-либо территории.

1.3.1. Мировые запасы воды

Из общей площади земного шара, равной 510 млн. км², на мировой океан приходится 361,3 млн. км², или около 71%. Части суши, с которых вода в виде речного стока поступает в мировой океан, называются *областями внешнего стока* (78%). Участки суши, не имеющие стока в океан, называются *областями*

1.2. Мировые запасы воды (мировой водный баланс и водные ресурсы Земли, 1974)

Вид воды	Объем, км ³	Доля в мировых запасах, %	
		от общих запасов воды	от запасов пресных вод
Воды мирового океана	1 338 000 000	96,5	—
Подземные воды (преимущественно пресные)	10 530 000	0,76	30,1
Ледники и постоянно залегающий снежный покров	24 064 100	1,74	68,7
Запасы воды в озерах (пресных)	91 000	0,007	0,26
Воды болот	11 470	0,0008	0,03
Воды в руслах рек	2 120	0,0002	0,006
Биологическая вода	1 120	0,0001	0,003
Вода в атмосфере	12 900	0,001	0,04
Общие запасы воды	1 385 984 610	100	—
Пресные воды	35 029 210	2,53	100

ми внутреннего стока (22%). Общие запасы воды на Земле составляют $1386 \cdot 10^6$ км³ (табл. 1.2). Из них пресных вод всего $35 \cdot 10^6$ км³, то есть около 2,5%. Однако роль пресных вод в жизни и деятельности человека исключительно велика. Наиболее интенсивно используются речные воды, сравнительно быстро возобновляющиеся в процессе круговорота. На их долю от общих запасов пресных вод приходится всего лишь 0,006%. Второе место по использованию занимают грунтовые воды и третье — воды озер.

Ежегодно возобновляемые естественные ресурсы подземных вод зон активного и сравнительно активного водообмена приблизительно могут быть приравнены к годовому подземному стоку в реки. В среднем для всего земного шара доля подземных вод в речном стоке близка к 30%.

1.3.2. Водные ресурсы СССР

Средний сток рек с территории СССР равен 4714 км³ в год. Так как речной сток ежегодно возобновляется, он имеет наибольшее значение для водохозяйственного использования. Суммарный сток рек СССР составляет 11% мирового объема стока, равного 42 тыс. км³. Около 80% речного стока приходится на территории, прилегающие к бассейнам Тихого и Северного Ледовитого океанов.

Эксплуатационные ресурсы пресных подземных вод в СССР составляют около 320 км³ в год. Это воды, которые могут извлекаться из водоносных пластов без существенного снижения уровней и ухудшения качества грунтовых вод.

Подземный сток с территории СССР равен 1100 км³ в год. Значительная часть подземного стока является одной из составляющих стока рек. На территориях с вечной мерзлотой в местах выклинивания подземных вод в долинах рек и понижениях образуются наледи. Запас воды в них составляет около 30 км³.

Запасы воды в ледниках и снежниках равны 10 976 км³, в болотах — около 3000 км³. *Ледник* — это скопление льда на суше, образующееся за длительный период при превышении количества выпавших твердых осадков над таянием и испарением льда. *Снежники* — скопление снега, сохраняющееся более одного года. Граница, выше которой снег не стает за летний период, называется *снеговой линией*.

Общий объем воды в пресных озерах указан в разделе 3.1.4.

Общее количество воды, участвующей во влагообороте в пределах территории СССР (площадь 402 200 км²), составляет: осадки — 530 мм (11 700 км³), испарение — 330 мм (7340 км³), сток — 200 мм (4360 км³).

Распределение речного стока по территории СССР крайне неравномерно и не соответствует размещению населения, потребностям промышленного и сельского хозяйства. С развитием народного хозяйства ощущается недостаток воды в крупных промышленных и сельскохозяйственных районах страны. Поэто-

му проблема воды в СССР, так же как и в других странах, решается как путем регулирования стока в пределах одного бассейна, так и путем межбассейновых перебросок стока.

Переброска части речного стока из бассейна одной или нескольких рек в бассейны других рек называется межбассейновой переброской стока или иначе — межзональным перераспределением водных ресурсов. Реки, из которых изымается часть стока для его переброски, называют реками-донорами. На части трассы для переброски стока могут быть использованы русла рек. Если течение воды в реке должно быть изменено на противоположное в соответствии с общим направлением течения воды в канале, то такие реки называют антиреками.

Определение допустимых изъятий объемов стока из бассейнов рек-доноров — одна из сложных задач межбассейнового перераспределения стока. При этом необходимо сохранить основные особенности гидрологического режима рек-доноров, обеспечивающие рациональное использование водных ресурсов с учетом экологических факторов.

1.3.3. Влияние антропогенной деятельности и урбанизации на водные ресурсы

Производственная (хозяйственная) деятельность человека при использовании водных ресурсов оказывает большое влияние на количественные и качественные характеристики водных объектов и их гидрологический режим. Антропогенные изменения водности рек могут быть значительными. Рост промышленности и народонаселения с их концентрацией в крупных городских центрах осложнил проблему использования водных ресурсов. Так возникло новое направление в гидрологии — влияние урбанизации на режим и качество вод (городская гидрология).

Главные антропогенные факторы, воздействующие на водные ресурсы: регулирование стока с помощью водохранилищ, орошение и осушение земель, агротехнические мероприятия, лесомелиорация, коммунальное и промышленное водопотребление, урбанизация. Количественная оценка антропогенных изменений водности рек сложна, так как она происходит на фоне пространственно-временных колебаний речного стока. Главная же причина изменения водности рек — это колебания климата. Выполненные исследования по данной проблеме затрагивают главным образом внутригодовые колебания стока и стока за год (годового стока). Результаты исследований разных авторов не всегда совпадают, что объясняется сложностью проблемы, недостаточностью исходной для анализа информации, а также разными методиками исследований. Существенный вклад в решение данной задачи внесли В. В. Рахманов, С. И. Харченко, В. Ф. Шебеко, И. А. Шикломанов, В. В. Куприянов и др.

Наиболее существенное влияние на внутригодовое распределение стока оказывают водохранилища и их каскады, выравнивая сток путем его аккумуляции во время паводков и увеличе-

ния расходов воды в нижних бьефах в меженный период. Изменяются режим грунтовых вод в зонах подтопления, сток наносов и русловые процессы в верхних и нижних бьефах. Под влиянием водохранилищ уменьшается скорость водообмена в руслах. Так, скорость водообмена в гидрографической системе под влиянием Волжско-Камского каскада водохранилищ уменьшилась в 12 раз, а в Москве-реке — в 16 раз.

Водохранилища, расположенные в зонах недостаточного и переменного увлажнения, уменьшают годовой сток с нижерасположенных частей бассейна, так как испарение с водной поверхности водохранилища больше, чем с той же территории до ее затопления. Например, по данным ГГИ, вследствие дополнительного испарения с водохранилищ Волжско-Камского каскада потери стока реки Волги составляют в среднем $3,5 \text{ км}^3$ в год. Влияние на сток малых водохранилищ и прудов (а их очень много) в зонах достаточного и избыточного увлажнения очень мало; в южных районах уменьшение годового стока может быть 10...15% и более.

Влияние на сток агротехнических и лесомелиоративных мероприятий (полезащитные лесные насаждения и др.) часто рассматривается совместно, и тогда их называют агролесомелиоративными. Там, где большие площади земель в бассейнах рек распаханы, склоновый сток уменьшается. При этом сказывается влияние уклонов склонов, увлажненности и состава почвогрунтов. Задержанная вода на полях уходит в основном на пополнение запасов грунтовых вод, что приводит к увеличению грунтового (надземного) питания рек. Влияние агролесомелиораций на годовой сток исследовал В. В. Рахманов. Учитывая физиологи растений, агрохимию и полеззащитное лесонасаждение, он сделал следующий вывод. Агролесомелиоративные мероприятия даже при очень высокой урожайности сельскохозяйственных культур в зоне неорошаемого земледелия не вызовут существенных изменений речного стока. Следовательно, агролесомелиорации не могут привести к истощению водных ресурсов. Они являются факторами, регулирующими сток внутри года. П. Ф. Вишневский считает, что уменьшение стока обусловлено не агролесомелиорациями, а уменьшением осадков и повышением температуры воздуха. Современная обработка почв в сочетании с задержанием снега и посадками лесных полос задерживает влагу на полях, что уменьшает склоновый (поверхностный) сток и увеличивает грунтовое питание рек. При этом возможно некоторое перераспределение стока в пределах бассейна, так как малые водотоки не всегда могут полностью дренировать грунтовые воды; сток рек с большей глубиной вреза русл рек возрастает.

Влияние орошения на сток наиболее полно исследовал С. И. Харченко. Оросительные мелиорации повышают инфильтрацию воды в почву и сток грунтовых вод. Усиливается поступление грунтовых вод в зону аэрации, и возрастает испарение.

Наибольшее влияние на водный баланс оказывают испарение с сельскохозяйственных полей, инфильтрация на полях и фильтрация из каналов. Орошение, изменяющее микроклимат поливных земель, влияет на внутригодовое распределение стока. Под влиянием водозаборов в летний сезон в районах интенсивного орошения сток уменьшается в течение вегетационного периода и несколько увеличивается зимой. Годовой сток рек-водоприемников уменьшается. Под влиянием орошения существенно уменьшился сток в устьях Сырдарьи, Амударьи, Дона, Днепра и Днестра. Уменьшение стока рек Сырдарьи и Амударьи привело к снижению уровня Аральского моря. При оценке влияния орошения на сток в замыкающих гидрометрических створах необходимо рассматривать два основных случая: использование стока только данной рассматриваемой реки; использование стока и другой реки путем частичной межбассейновой переброски воды. Орошение обуславливает и качественные изменения воды. Проходя через засоленные почвогрунты и вступая в контакт с минерализованными грунтовыми водами, усиливается вынос солей в реки и на поверхность земли. Воды, поступающие с орошаемых территорий, называемые *возвратными водами*, выходя на поверхность впадин, могут образовывать крупные водоемы. Например, Сарыкамышская впадина в Туркменской ССР в результате сброса использованных оросительных вод превратилась в крупное озеро, длиной около 110 км и шириной около 90 км. Акватория его продолжает увеличиваться за счет интенсивного использования вод Амударьи. Суммарные затраты воды на орошение представляют безвозвратные воды. Их объем равен разности водозабора и возвратных вод. Соотношения между этими составляющими водного баланса рассматриваются в гидрологии и мелиорации.

Влияние осушения на речной сток исследовала В. Ф. Шебеко для территории Белорусской ССР. Осушительные мелиорации и последующее агротехническое освоение болот способствуют внутригодовому перераспределению стока. При этом поверхностный сток уменьшается благодаря аккумулирующей емкости зоны осушенных болот. Грунтовой сток за летне-осенний период, а также зимней межени увеличивается в 1,2...1,8 раза под воздействием дренирования воды осушительными каналами. Максимальные расходы воды весеннего половодья под влиянием осушения увеличиваются, а максимальные расходы дождевых паводков главным образом уменьшаются вследствие аккумуляции воды в торфяных почвах освоенных болот. Минимальные расходы воды в меженный период могут возрастать в 1,5...2 раза. Годовой сток в первые годы после осушения болот увеличивается под влиянием уменьшения испарения с водосбора и повышенного грунтового питания. В последующие годы объем годового стока имеет тенденцию приближаться к первоначальной величине. Влияние заболоченности территории в естественном состоянии рассматривается ниже (часть 3).

В области гидрологии урбанизированных территорий ведущим в СССР специалистом является В. В. Куприянов. Площадь, занятая городами в отдельных странах или регионах, занимает 5... 10% территории и более. Возникают агломерации — сближившиеся или соединившиеся города. Строительство жилых и промышленных зданий, покрытие асфальтом площадей и улиц, перевод малых рек и ручьев в подземные коллекторы с засыпкой их русл, ликвидация оврагов, создание городских прудов, строительство водопроводных, канализационных и водосточных систем, дренажей нарушают естественный режим стока. Изменяется внутригодовое распределение стока. Вследствие наличия в городах слабодопроницаемых и водонепроницаемых площадей (крыши домов и асфальт на дорогах и площадях) объем стока дождевого происхождения может превышать в 2... 2,5 раза объем естественного стока. Грунтовое питание рек в результате снижения инфильтрации и фильтрации дождевых, а также снеговых вод уменьшается. Годовой сток с урбанизированных территорий больше, чем с естественных территорий, примерно на 5... 15%. Это обусловлено увеличением атмосферных осадков над городами (тепловое воздействие города и изменение воздушной циркуляции), увеличением поверхностного стока, переброской вод в данный город из других бассейнов рек, использованием для водоснабжения города грунтовых вод, не имеющих гидравлических связей с рекой, расположенной в городе. Нельзя не отметить, что чрезмерное асфальтирование городских территорий ухудшает их водный баланс.

Подводя итог рассмотрению влияния антропогенных факторов (включая урбанизацию) на сток воды, можно отметить, что они влияют на внутригодовое распределение стока и могут уменьшать или увеличивать объем годового стока.

Наиболее чувствительны к антропогенным воздействиям малые реки. При нерациональном использовании малых рек русла и водность могут полностью деградировать, вызывая отрицательные экологические последствия не только в собственных бассейнах, но и в бассейнах средних и больших рек. Уже возникла проблема рекультивации малых и средних рек. Важные практические рекомендации по этим вопросам содержатся в работах В. С. Лапшенкова. В ряде регионов СССР уже ведется работа по паспортизации малых рек, что позволит более рационально использовать водные ресурсы и возродить их утраченную полноводность и чистоту. Рекреационное использование рек также может быть отнесено к антропогенным воздействиям на водные ресурсы. Моторные лодки, которые используют для отдыха, загрязняют воды, разрушают берега малых и средних рек волнами, образующимися при быстром их движении.

14. ОХРАНА ВОДНЫХ РЕСУРСОВ

Потребление воды населением, промышленностью и сельским хозяйством непрерывно возрастает.

Водные ресурсы возобновляются в процессе круговорота воды. Разумное и бережное отношение к водным ресурсам позволит использовать их вечно.

Система мер, направленных на предотвращение и устранение последствий загрязнения, засорения и истощения вод, называется *охраной вод*.

Засорение вод — это накопление в водных объектах посторонних предметов. *Истощение вод* — уменьшение минимально допустимого стока поверхностных вод или сокращение запасов подземных вод. Минимально допустимый сток — это сток, при котором обеспечиваются экологическое благополучие водного объекта и условия водопользования.

Загрязнение водных ресурсов обусловлено интенсификацией промышленного и сельскохозяйственного производства, ростом городов и развитием транспорта. К основным источникам загрязнения природных вод относятся: промышленные сточные воды, коммунальные сточные воды, минеральные удобрения и ядохимикаты. Самый большой вред водным ресурсам причиняет выпуск промышленных сточных вод в реки, озера, водохранилища. Состав отработанных сточных вод усложняется с появлением новых отраслей промышленности. Наибольшему загрязнению водные объекты подвергаются там, где развиты химическая, металлургическая, нефтеперерабатывающая, целлюлозно-бумажная и текстильная отрасли промышленности.

Существенными источниками загрязнения водных объектов являются фекальные воды и ливневые стоки. Концентрация загрязнений в последних может быть весьма значительной.

Известно, что 1 м³ сточных вод, сбрасываемых в водные объекты, приводит в негодность 8...10 м³ чистой воды. Кроме того, сточные воды современной промышленности и сельского хозяйства могут накапливаться в водоемах и весьма отрицательно влиять на их биологическую жизнь. Во многих случаях загрязнение рек приняло угрожающие размеры.

Однако если принять эффективные меры по предотвращению сбросов в реки сточных вод, то загрязнение рек может быть сведено к минимуму. В этом отношении состояние реки Москвы может послужить примером (в реке обитает рыба).

Использование в сельском хозяйстве ядохимикатов также может отрицательно повлиять на качество воды в реках и водоемах.

Существуют особые виды загрязнений водных объектов: тепловое загрязнение, обусловленное сбросами перегретых вод; загрязнения водохранилищ синезелеными водорослями, которые в результате гниения снижают содержание в воде кислорода. Это приводит к гибели некоторых пород рыбы.

Загрязненность многих водных объектов создает большие трудности при их использовании для водоснабжения. Поэтому почти во всех развитых в промышленном отношении странах возникла проблема охраны водных ресурсов.

В нашей стране меры по охране природных ресурсов предусмотрены Конституцией СССР (статья 18): «В интересах настоящего и будущих поколений в СССР принимаются необходимые меры для охраны и научно обоснованного, рационального использования земли и ее недр, водных ресурсов, растительного и животного мира, для сохранения в чистоте воздуха и воды, обеспечения воспроизводства природных богатств и улучшения окружающей человека среды». Статья 67 Конституции СССР гласит: «Граждане СССР обязаны беречь природу, охранять ее богатства».

В 1970 г. Верховный Совет СССР утвердил Основы водного законодательства Союза ССР и союзных республик. Закон введен в действие с 1 сентября 1971 г.

В преамбуле Основ водного законодательства Союза ССР и союзных республик определена главная отличительная особенность водного законодательства СССР: «Государственная собственность на воды составляет основу водных отношений в СССР, создает благоприятные условия для осуществления планового и комплексного использования вод с наибольшим народнохозяйственным эффектом, позволяет обеспечить наилучшие условия труда, быта, отдыха и охраны здоровья советских людей».

Основами запрещен ввод в эксплуатацию хозяйственных объектов, отрицательно влияющих на состояние воды. Запрещено наполнение водохранилища до подготовки территории для заполнения водой. Предусмотрено первоочередное удовлетворение питьевых и бытовых нужд населения.

Советское водное законодательство обеспечивает наиболее рациональное и эффективное использование водных ресурсов и их охрану от загрязнения, засорения и истощения.

В рациональном использовании и охране водных ресурсов заинтересованы все страны. Крупные водные артерии пересекают большие территории, на которых размещаются многие государства. Поэтому проблема охраны водных ресурсов не может эффективно решаться в рамках отдельных, в особенности малых стран. Основными путями сохранения количества и качества пресных вод являются следующие: очистка сточных вод, более широкое применение предприятиями замкнутых циклов водоснабжения, создание безводных технологических процессов, точное соблюдение всеми странами нормативов по охране водных ресурсов.

1.5. РЕЧНАЯ СИСТЕМА

Вода, стекая по склонам, первоначально образует мелкие эрозионные борозды, которые, постепенно увеличиваясь и объединяясь под воздействием движущейся жидкости, образуют русла. *Руслом* называется выработанное водотоком ложе, по которому постоянно или периодически происходит движение воды.

Водоток, в русле которого движение воды происходит в течение всего года или большей его части, называется *постоянным водотоком*. Считается, что небольшие периоды пересыхания русла не оказывают большого влияния на водность, и русло сохраняет в общем свое положение. Водотоки, в руслах которых движение воды происходит меньшую часть года, называют *временными водотоками*. В руслах таких водотоков могут появиться устойчивый травяной покров и даже мелкие кустарники, увеличивающие шероховатость таких русл. Русла временных водотоков не всегда отчетливо выражены. Совокупность русл всех водотоков (постоянных и временных) в пределах какой-либо территории называется *русловой сетью*. Часть русловой сети, состоящая из отчетливо выраженных русл постоянных водотоков, называется *речной сетью*.

Понятие «речная система» иногда отождествляется с понятием «речная сеть». Однако речная система еще характеризуется четко выраженным речным бассейном. Ближе к понятию «речная сеть» понятие «гидрографическая сеть», включающее не только реки, но и озера и болота. Если на данной территории построены каналы и созданы водохранилища, то и они относятся к гидрографической сети.

1.5.1. Бассейн и долина реки

Различают физико-географические и морфометрические характеристики бассейнов. К первым относятся: географическое положение (географические координаты, близость к морям, пустыням, горным хребтам); климатические условия (атмосферные осадки, температура, дефицит влажности воздуха); геологическое строение и почвенный покров (трещиноватость горных пород, карстовые явления, механический состав грунтов, водопроницаемость почвы и др.); рельеф водосбора (уклоны поверхности земли, влияющие на скорость стекания воды); растительный покров (виды растительности); промерзание почвогрунтов (географическое распространение мерзлоты, слой сезонного промерзания, толщина вечной мерзлоты); степень залесенности, выражаемая *коэффициентом залесенности* — отношением площади лесов к площади бассейнов $f_{л} = F_{л}/F$; озерность бассейна, выражаемая *коэффициентом озерности* — $f_{оз} = F_{оз}/F$, где $F_{оз}$ — площадь зеркала озер; заболоченность бассейна, выражаемая *коэффициентом заболоченности* — $f_{б} = F_{б}/F$, где $F_{б}$ — площадь болот.

К морфометрическим характеристикам бассейнов относятся параметры формы речного водосбора.

Речной бассейн в плане имеет сложную форму, очерчиваемую водораздельной линией. Отношение длины водораздельной линии L_v к длине окружности круга, площадь которого равна площади речного бассейна, называется *коэффициентом развития*

водораздельной линии. Обозначив его через K_v , получим

$$K_v = \frac{L_v}{2\pi \sqrt{F/\pi}} = \frac{L_v}{2 \sqrt{\pi F}} = 0,28 \frac{L_v}{\sqrt{F}}. \quad (1.18)$$

Коэффициент K_v для бассейнов рек на территории Европы изменяется ориентировочно от 1,3 до 2,6. Для бассейнов, близких по форме к кругу, с малым развитием водораздельной линии $K_v \approx 1$. Бассейны рек имеют, как правило, вытянутую грушевидную форму, то есть расширение примерно в средней части. Это объясняется особенностями строения речной системы.

В качестве морфометрического параметра может быть использовано отношение длины бассейна к его средней ширине (отношение площади бассейна к его длине). Более удобным параметром является *безразмерное отношение*:

$$K_{bc} = \sqrt{F}/L,$$

где L — длина реки.

В среднем для больших рек $K_{bc} \approx 0,35$. Для сравнительно небольших рек (при $F < 250 \text{ км}^2$) K_{bc} может возрастать до 0,6 и больше. Верхнее теоретическое значение $K_{bc} = 1,0$. Близкое к единице значение K_{bc} можно получить искусственным путем, представив бассейн в лабораторных условиях в виде квадрата, а русло прямолинейным по направлению уклона бассейна. Так как прямолинейным русло в аллювии не может быть, параметр K_{bc} в природе всегда меньше единицы.

Вытянутые пониженные формы рельефа с общим наклоном тальвега представляют *долины*. На склонах долин жидкие осадки собираются в ручьи и далее в более крупные водотоки на дне долин. В зависимости от происхождения долин их подразделяют на *тектонические, вулканические, ледниковые и эрозионные*. По форме поперечного профиля различают долины: *каньоны, ущелья, трапецевидные, корытообразные*. В долинах с широким дном могут образоваться речные террасы: *аккумулятивные* в результате врезания реки в собственные отложения и *эрозионные* в результате воздействия потока на коренные породы.

Террасы являются формами рельефа долин часто в виде сравнительно горизонтальных участков на склонах долины. В общем они образуются в результате чередования эрозионных и аккумулятивных процессов. Счет террас обычно ведут от русла реки. Дно поймы реки можно называть пойменной террасой.

1.5.2. Пойма и русло реки

Поступление воды в реки в течение года крайне неравномерное и зависит от климатических условий. По определению А. И. Воейкова, «река есть продукт климата». Основными фазами водного режима реки являются *половодье, паводок и межень*.

В течение сравнительно короткого весеннего периода объем стекающей воды может в несколько раз превышать объем воды за более длительную остальную часть года. Эффект воздействия потока на различно расположенные по высоте участки дна и склонов долины также неодинаков. Под влиянием продолжительного эрозийного воздействия потока с относительно небольшими колебаниями расхода воды (в летний и осенний периоды) формируется основное ложе рек. Часть дна долины реки затапливается периодически во время интенсивного поступления воды на водосбор и в речную систему. Во время паводков река транспортирует большое количество наносов, которые при определенных условиях (например, на расширениях долины) могут отлагаться на дне долины. Таким образом возникают условия, при которых русло формируется на дне долины, сложенной речными наносами. Выработанное речным потоком ложе, по которому происходит сток до выхода на пойму, называется *речным руслом*, а часть дна речной долины, сложенная наносами и периодически затапливаемая в половодье и паводки, называется *поймой*.

Основное различие между руслом реки и поймой в том, что границы русла реки четко определяются берегами и бровками русла. Пойма не имеет таких четких границ на склонах долины, так как высота паводков и половодьев постоянно меняется. Дно русла реки по грунтовому составу более однородное и плавное, чем пойма. Рельеф поймы имеет более резкие очертания. Кроме того, для поймы характерны травяной покров, кустарники, а часто и лес. Поэтому пойменное русло оказывает существенно большее сопротивление движению воды, чем русло реки. Русловый и пойменный потоки находятся в сложном взаимодействии.

Отношение ширины поймы к ширине русла реки убывает с ростом размеров реки, а следовательно, и ее водности.

Речные системы являются результатом сложного физико-географического процесса, для которого характерно взаимодействие климатических, геоморфологических, гидрологических и гидравлических факторов. Поэтому Н. А. Ржаницын речную сеть рассматривает в качестве интегрального показателя этого процесса.

В морфологии устьев рек, впадающих в реки, и устьев рек, впадающих в моря, существует большое различие, так как в первом случае происходит слияние двух водотоков, во втором — впадение водотока практически в неограниченное водное пространство, для которого характерны береговые течения, ветровые волнения, переформирование берегов и другие процессы.

Различают две основные формы сопряжения речных потоков с морем: *дельты* и *эстуарии*. Река, транспортирующая большое количество наносов, отлагает их при впадении в море. Накопление наносов способствует разветвлению русла, уменьшению его пропускной способности. Многорукавное русло, формирующееся в собственных отложениях при впадении в море, называется

дельтой. Наносы рек образуют за пределами устьев мелководные взморья, а часто русловые формы в виде небольших островов, называемых *барями*. При малом содержании в реке наносов и приливных явлениях условия для образования дельты отсутствуют. Река впадает в море одним расширенным, размытым руслом, называемым *эстуарием*.

Речная система состоит из главной реки и притоков, которые, в свою очередь, также имеют притоки. Реки, впадающие в главную реку, называют притоками первого порядка. Притоки притоков соответственно называют притоками второго, третьего порядка и т. д. Наивысший порядок имеют самые малые реки, представляющие неразветвленные водотоки. Возможна и обратная классификация притоков. Самые малые водотоки можно относить к первому классу. Тогда самый высокий класс будет иметь главная река. Следовательно, класс (порядок) реки может рассматриваться как количественная характеристика *степени разветвленности речной системы*. Так как расход воды увеличивается вниз по течению, то должна существовать связь между классом реки и расходом воды. Н. А. Ржаницын показал, что вторая система нумерации притоков более удобна.

К количественной характеристике речной сети относится ее густота K_r . *Густотой речной сети* называется длина речной сети, приходящаяся на единицу площади какой-либо территории. Можно подсчитать густоту речной сети в пределах бассейна реки. Тогда получим густоту речной сети для данной речной системы:

$$K_r = \Sigma l / F,$$

где Σl — длина всех водотоков (км) на рассматриваемой площади F (км²).

Густота речной сети увеличивается с ростом атмосферных осадков и убывает с увеличением водопроницаемости почвы, заболоченности и залесенности территории. Корневая система растений способствует водопроницаемости почвы. Влияние заболоченности на густоту речной сети выражается зависимостью Н. Н. Захаровской

$$K_r / K_{r.ср} = A e^{-KK_6} + B, \quad (1.19)$$

где K_r — густота речной сети бассейна; $K_{r.ср}$ — средняя густота речной сети региона, найденная по большому числу бассейнов, входящих в данный регион, в том числе и незаболоченных бассейнов; K_6 — коэффициент заболоченности; e — основание натуральных логарифмов; A , B , K — параметры уравнения.

	$K_{r.ср}$, км/км ²	A	B	K
Северо-Западный район	0,46	1,24	0,09	1,20
Центральный район	0,39	1,29	0,21	3,00
Украина	0,32	0,84	0,54	3,50

В равнинных условиях русла практически всех рек (кроме отдельных крупных) в плане извилистые. Степень извилистости русла характеризуется *коэффициентом извилистости русла*:

$$K_{\text{н}} = L/L_{\text{н}},$$

где L — длина реки на рассматриваемом участке; $L_{\text{н}}$ — длина прямой от начала до конца участка.

Длина реки обычно отсчитывается от истока вниз по течению по линии наибольших глубин. Положение этой линии определяет фарватер, по которому осуществляется судоходство.

Фарватер, проходящий по главным рукавам реки, называют *главным фарватером*. Линию с наиболее низкими отметками дна русла реки называют *талвегом реки*.

При анализе формирования русл, кроме линии наибольших глубин, используется понятие «*динамическая ось потока*» — линия на плане реки, в каждой точке которой скорость течения воды имеет наибольшее значение в живых сечениях. Линия, соединяющая точки с наибольшей поверхностной скоростью течения в живых сечениях потока, называется *стремнем потока*. Если наибольшие скорости наблюдаются на поверхности воды, то динамическая ось потока и стремень совпадают.

Участок извилистого речного русла между двумя смежными точками перегиба его осевой линии называется *излучиной реки*.

Изменение размеров русла и отдельных русловых образований, связанное с переотложением наносов, называется *русловыми деформациями*. Под *русловыми образованиями* понимают подвижные скопления наносов, определяющие морфологическое строение речного русла. Закономерные плановые деформации речных излучин, возникающие в результате взаимодействия русла с речным потоком, называются *меандрированием русла*.

Самая типичная форма распределения глубин в меандрирующих руслах характеризуется закономерным чередованием мелких и глубоких участков потока (рис. 1.4) по длине, называемых *перекатами* и *плесами*. Характерная для равнинных рек форма донного рельефа, сложенная наносами и обычно в виде широкой гряды пересекающая русло под углом к общему направлению течения, вызывающая отклонение его от одного берега к другому, называется *перекатом*. Глубоководный участок реки, находящийся между

перекатами, называется *плесом*. На рисунке 1.4 схематически показан перекат 5 с гребнем, расположенный между плесами 1 и 3. Кривая, соединяющая нижнюю часть верхней плесовой ложбины 1 с верхней частью нижней плесовой ложбины 3, обозначает в плане положение фарватера 6. Плесы расположены у

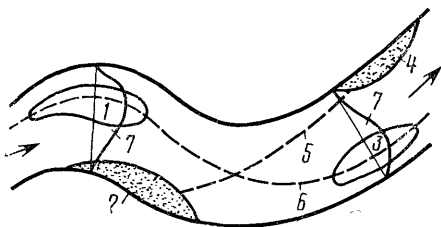


Рис. 1.4. Схема расположения руслового комплекса плес — перекат — плес:

1 — верхний плес; 2 — верхний побочень; 3 — нижний плес; 4 — нижний побочень; 5 — гребень переката; 6 — фарватер; 7 — поперечные профили реки.

вогнутых берегов. У противоположных выпуклых берегов с некоторым смещением вниз расположены отмели 2 и 4, называемые *побочиями*. Обсыхающее в межень скопление донных наносов на выпуклом берегу речной излучины называется *речным пляжем*.

Изучение перекатов необходимо для обеспечения нормального судоходства на реках. Большой вклад в изучение перекатов внес А. И. Лосиевский.

Извилистость рек и образование плесов и перекатов тесно связаны с поперечной циркуляцией в потоке, в результате которой размывается вогнутый берег, а продукты размыва (наносы) откладываются на выпуклом берегу.

1.5.3. Поперечный и продольный профили реки

Форма поперечных профилей рек отличается большим разнообразием. Так, на плесовых участках профиль дна реки асимметричный. Вертикаль с наибольшей глубиной смещена ближе к вогнутому берегу (см. рис. 1.4). Линия поверхности воды в поперечном сечении реки имеет наклон, кроме очень редких случаев, когда на криволинейных участках реки центробежная сила и отклоняющая сила вращения Земли при алгебраическом сложении дают нуль. При вычислении площади водного сечения ω , ширины потока B , длины смоченного периметра χ , средней глубины $h_{\text{ср}} = \omega/B$, гидравлического радиуса $R = \omega/\chi$ и других морфологических характеристик линия поверхности воды в поперечном сечении принимается горизонтальной, так как небольшой наклон этой линии мало влияет на точность вычисления перечисленных характеристик. Хотя речные русла отличаются большой непризматичностью, все же можно выбрать призматические участки русел рек с приблизительно симметричным распределением глубин в поперечном сечении. На таких участках рек располагают гидрометрические створы, в которых измеряют расходы воды. Форма поперечного сечения (рис. 1.5) может быть схематизирована с помощью уравнения параболы:

$$h = \frac{4h_{\text{max}}}{B^2} b(B-b), \quad (1.20)$$

где h — глубина на расстоянии b от уреза воды; h_{max} — наибольшая глубина в поперечном сечении. При $b=0$ и $b=B$ $h=0$. При $b=B/2$ $h=h_{\text{max}}$.

Так как

$$h_{\text{ср}} = \frac{1}{B} \int_0^B hdb,$$

то, подставив сюда h по формуле (1.20) и проинтегрировав выражение, найдем, что $h_{\text{ср}} = 2/3 h_{\text{max}}$. Это соотношение в среднем хорошо оправдывается для русел, сформированных в несвязных грунтах. Для русел с поймами возможна схематизация в виде па-

рабolicеского русла и горизонтальной симметричной или несимметричной поймы (рис. 1.6). На рисунке обозначено: B_0 — ширина русла при заполнении его до бровок; $B_{п.п}$ и $B_{п.л}$ — ширина соответственно правобережной и левобережной поймы.

Продольный профиль реки характеризует изменение по длине потока отметок дна и свободной поверхности воды. Обычно продольные профили строят по линии наибольших глубин. При построении продольного профиля поверхности воды за основу принимаются меженные уровни, или мгновенное положение свободной поверхности одного паводка, или же верхняя огибающая всех имеющихся мгновенных форм паводков.

На основании обобщения топографических и гидрометрических данных по многим рекам установлены следующие главные типы продольных профилей дна рек.

1. *Вогнутый* с уменьшением уклона дна от истока к устью реки. Этот профиль встречается чаще всего и носит название *профиля равновесия реки*. Он образуется в результате наступления равновесия между эрозией, транспортом и аккумуляцией наносов при стабильном базисе эрозии. Фактически полного равновесия между указанными процессами не наблюдается, поэтому само понятие «профиль равновесия» до некоторой степени условно. Профиль равновесия можно рассматривать как предельную форму продольного профиля дна, к которому стремится река. Для математического описания этого типа продольного профиля реки чаще используется логарифмика.

2. *Прямолинейный*, наблюдающийся чаще всего у малых рек.

3. *Выпуклый* при увеличении уклона дна от истока к устью реки. Этот профиль встречается сравнительно редко.

Перестройка продольного профиля в большинстве случаев сопровождается глубиной и плановой (боковой) эрозией. Если продольный профиль стабилизировался (выработался), то глубинная эрозия ослабевает, но боковая эрозия сохраняет свою активность в форме главным образом денудации склонов.

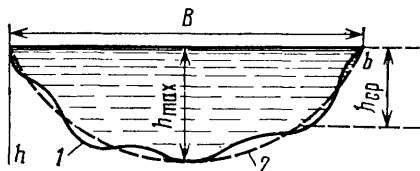


Рис. 1.5. Схема поперечного сечения реки в виде параболы:

1 — действительное поперечное сечение; 2 — схематизированное поперечное сечение.

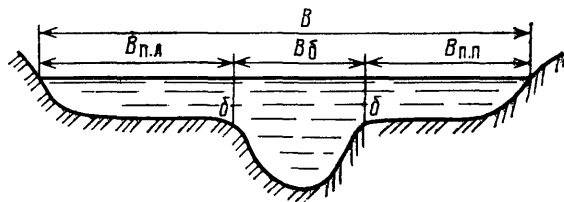


Рис. 1.6. Схема поперечного сечения русла и поймы реки.

На формирование продольного профиля реки влияют топография водосбора (амплитуда высот), литологический состав пород в русле и на водосборе, гидрологический режим стока воды и наносов, положение русла в плане и другие факторы. По мере углубления русла (врезания) ширина дна долины имеет тенденцию к уменьшению.

1.6. ОСОБЕННОСТИ КИНЕМАТИКИ РЕЧНОГО ПОТОКА

Кинематика потока подробно изучается в курсе гидравлики. Здесь обратим внимание лишь на некоторые особенности кинематики речного потока.

1.6.1. Кинематический эффект безнапорного потока

Наиболее характерная особенность кинематики речного потока проявляется при выходе руслового (основного) потока на пойму и взаимодействии руслового и пойменного потоков, сопровождающегося возникновением больших градиентов скоростей вблизи бровок русла, образованием вихрей (чаще с вертикальными осями), поперечным массообменом и повышенной турбулентностью. На образование и перенос вихрей затрачивается значительная часть кинетической энергии руслового потока. В результате кинематическая структура потока в основном русле существенно перестраивается, местные и средние скорости в основном русле уменьшаются, а скорости в пойме вблизи бровок русла несколько увеличиваются. Уменьшение скоростей в русле не компенсируется увеличением скоростей в пойме. Описанное явление называется *кинематическим эффектом безнапорного потока* (кинематический эффект Железнякова).

Если бы отсутствовало взаимодействие руслового и пойменного потоков, то кривая средних скоростей в русле v'_p выше бровок (б—б) изображалась бы графиком $v'_p = v'_p(H)$ — штриховая линия на рисунке 1.7. Фактически вследствие взаимодействия потоков скорость в русле убывает до минимального значения $v_{p\min}$ при глубине в пойме h_{nv} и остается больше скорости в пойме v_n и меньше скорости v_b (при заполнении русла водой до бровок). При глубине h_{nv} производная $dv_p/dH=0$, что соответствует наибольшей интенсивности взаимодействия руслового и пойменного потоков. При $h_n > h_{nv}$ скорость в русле возрастает и при глубине в пойме h_{nb} становится равной v_b , но остается меньше скорости

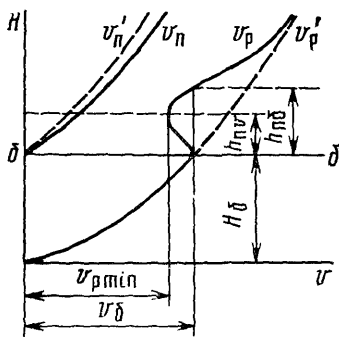


Рис. 1.7. Изменение средних скоростей потока в русле и пойме при выходе потока на пойму.

v'_p . При отсутствии взаимодействия потоков изменение скоростей в пойме изображается кривой $v'_n = v_n(H)$.

Главное условие возникновения кинематического эффекта — различие в гидравлических сопротивлениях по ширине потока. Взяв это положение за основу объяснения природы кинематического эффекта, можно истолковать его и в более общем виде. Совсем не обязательно, чтобы кинематический эффект возник только вследствие резкого изменения глубин по ширине потока. Кинематический эффект может проявиться и при незначительном изменении глубин по ширине, но при резком изменении абсолютной шероховатости дна по длине смоченного периметра.

Под влиянием взаимодействия потоков уменьшается пропускная способность русла, что установлено Г. В. Железняковым в 1947 г. При расчетах расходов воды в руслах с поймами это может быть учтено следующим образом. Пусть расход воды в русле Q'_p и в пойме Q'_n при отсутствии взаимодействия. Следовательно, при наличии взаимодействия потоков $Q_p + Q_n < Q'_p + Q'_n$. Поэтому в выражение для общего расхода воды необходимо ввести дополнительный член уравнения, учитывающий уменьшение расхода воды:

$$Q = Q'_p + Q'_n - (K_p - K_n) Q_0, \quad (1.21)$$

где Q_0 — расход воды в русле при заполнении его до бровки; K_p и K_n — параметры кинематического эффекта соответственно для русла и поймы ($K_p > K_n$).

1.6.2. Поперечная циркуляция

Другая особенность кинематики речного потока состоит в том, что на изгибе (повороте) потока возникает поперечная циркуляция (рис. 1.8), тесно связанная с рельефом русла. Как отмечено выше, продольные местные скорости убывают от поверхности воды ко дну. Отнесенная к единице массы центробежная сила, действующая на частицы жидкости, равна u^2/R_k , где u — местная скорость, R_k — радиус кривизны. Поэтому центробежная сила у поверхности воды больше, чем у дна. Это и обуславливает появление циркуляции на изгибе реки с распределением поперечных скоростей w на вертикалях, как показано на рисунке 1.8, на котором изображена только одна вертикаль с наибольшей глубиной. Поперечная циркуляция усиливается или ослабляется отклоняющей силой вращения Земли. Горизон-

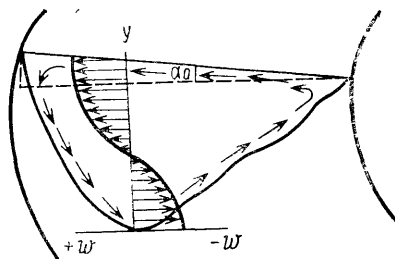


Рис. 1.8. Поперечная циркуляция на излучине реки.

тальная составляющая ускорения этой силы равна $2\omega \sin \varphi$, где $\omega = 2\pi/86400$ — угловая скорость вращения Земли, φ — географическая широта места. Отклоняющая сила вращения Земли в северном полушарии направлена вправо, а в южном — влево. Следовательно, если вогнутый берег является правым по течению, то эта сила складывается с центробежной силой. Если не учитывать отклоняющую силу вращения Земли и исходить из средней скорости потока, получим (рис. 1.8)

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = \alpha v^2 / (g R_k),$$

где α — коэффициент Корнолиса, учитывающий неравномерность распределения скоростей в живом сечении.

Ввиду малой разницы между $\operatorname{tg} \alpha_0$ и $\sin \alpha_0 = J_\Pi$ при малых α_0 , можно считать, что поперечный уклон на закруглении $J_\Pi = \alpha v^2 / (g R_k)$. Здесь под R_k подразумевается его среднее значение для всего поперечного сечения на изгибе реки. Продольные уклоны рек обычно больше поперечных. В каждом конкретном случае соотношение J и J_Π легко подсчитать по формуле:

$$\frac{J}{J_\Pi} = \frac{v^2}{C^2 h_{\text{ср}}} \cdot \frac{\alpha v^2}{g R_k} = \frac{g R_k}{C^2 h_{\text{ср}} \alpha}.$$

Направление циркуляции согласуется с направлением поворота реки. Предположим, что поток имеет примерно прямолинейное направление, а затем поворачивает вправо и образует изгиб. В результате возникает циркуляция, направленная против часовой стрелки (рис. 1.8). При повороте русла влево по течению поперечная циркуляция будет направлена по часовой стрелке. В этом и другом случаях вертикаль с наибольшей глубиной будет смещена к вогнутому берегу. Поперечная циркуляция формирует асимметричный профиль живого сечения с речным пляжем на выпуклом берегу.

При установившемся движении воды в реке и при неизменном поперечном уклоне на рассматриваемом изгибе расход воды в поперечном направлении к вогнутому берегу равен расходу в направлении к выпуклому берегу. Это значит, что площади на эпюре поперечных скоростей (рис. 1.8), расположенные слева и справа от вертикали, должны быть равны. Если приписать знак плюс скоростям w , направление которых совпадает с направлением действия центробежной силы, а скоростям, направленным в противоположную сторону, знак минус, то алгебраическая сумма поперечных расходов на вертикали будет равна нулю. Исследованию движения воды на изгибе потока посвящены многие работы (И. Л. Розовский, А. К. Ананян и др.).

Между поперечной циркуляцией и формированием русла на его изгибе существует тесная связь. Циркуляция возникает на закруглении, но и само закругление есть результат циркуляции (М. В. Великанов). Тем самым признается возникновение циркуляции и вообще вторичных течений и при отсутствии закругления.

В результате суммирования продольных и поперечных течений по длине потока возникает сложная структура внутренних течений в реках. Первые исследования в этой области гидрологии принадлежат Н. С. Лелявскому.

Поперечная циркуляция может быть создана искусственным путем с помощью струенаправляющих систем. Исследования в этом направлении В. М. Потапова обогатили гидротехнику созданием эффективного метода направленного (целесообразного) воздействия на русловые процессы в реках.

1.7. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ КОСМИЧЕСКИХ МЕТОДОВ В ГИДРОЛОГИИ

Космические методы применяются для изучения различных природных процессов на Земле. Их ценность в том, что они дают возможность получить качественно однородную информацию для земного шара о процессах, изменяющихся в пространстве и во времени.

Объем воды на поверхности бассейна — непосредственный фактор стока, обусловленный предшествующими ему атмосферными осадками, испарением, инфильтрацией и фильтрацией. Объем воды, имеющийся в данный момент на поверхности бассейна, может быть определен по площади водной поверхности, измеренной дистанционно, так как между объемом воды и площадью есть связь, близкая к функциональной. Другим фактором стока является степень покрытости бассейна снегом и льдом. Характеристики снежного покрова могут быть определены дистанционно по телевизионным изображениям. Получаемые изображения снежного покрова со спутников позволяют установить не только границы снежного покрова, но и зоны снеготаяния.

По данным исследований Института водных проблем АН СССР (Г. Ф. Красножон и др.), с помощью космических фотоснимков можно получить изменение во времени гидрографической сети (в дельтовых участках, где она быстро изменяется), рельефа дна водоемов, мутности потока и формы донных отложений, размывы берегов и области аккумуляции наносов, определить направление течений, расположение подводной и надводной растительности, площади затопления дельтовых районов, физико-географические характеристики прибрежных территорий (почвы, рельеф и пр.).

С помощью аэрокосмических средств можно определить почти синхронно температуру больших поверхностей водохранилищ, параметры ветровых волн.

Информация, получаемая с помощью метеорологических спутников, может использоваться для краткосрочных прогнозов половодий и паводков, определения заполнения водохранилищ и затопления прибрежных территорий, оценки ледовых явлений.

В ряде случаев аэрокосмические методы позволяют дать более точные решения задач, чем наземные методы, например та-

ких, как картирование гидрографической сети, оценка развития водной растительности, определение формы дна и распределения течений на больших площадях.

Космические фотоизображения могут быть использованы для прогнозирования селевой и оползневой опасности.

Использование искусственных спутников Земли (ИСЗ) в гидрологии представляет новый этап получения данных о водных объектах, оно позволяет перейти от дискретных наземных гидрологических наблюдений в отдельных пунктах к пространственно-временной оценке гидрологических явлений на больших территориях с учетом физико-географического ландшафта. Ценность космических съемок заключается и в том, что ими могут быть охвачены труднодоступные регионы со сложными природными условиями и редкой сетью наземных наблюдательных пунктов. При этом обеспечивается многократность повторения съемок одного и того же водного объекта. Обобщение опыта дешифрирования телевизионных изображений с ИСЗ «Метеор» выполнено в ГГИ В. Г. Прокачевой, Д. В. Снисенко и В. Ф. Усачевым. В результате сделан вывод, что по материалам обычных спутниковых съемок могут быть изучены следующие гидрологические объекты и их параметры.

Снежный покров: граница снежного покрова, степень покрытия территории снегом, высота снеговой линии в горной местности, размеры зоны интенсивного загрязнения снега вокруг промышленных центров. Степень покрытия бассейна снегом дешифрируется с погрешностью около 5%. Альbedo загрязненного снега существенно ниже, чем альbedo чистого снега. Загрязненный снег становится видимым в окружении чистого снега, таяние снежного покрова и его сход наступают в первую очередь на загрязненных частях водосбора. Это еще в большей степени контрастирует ареал распространения загрязнений около источника выбросов.

Ледяной покров: ледовые условия на больших озерах, степень покрытия их акваторий льдом и дрейф льда, дислокация льда на озерах средних размеров и водохранилищах в период их очищения ото льда, сроки очищения ото льда небольших озер.

Разливы: затопление пойм, сезонные изменения площади озер в аридных регионах, индикационные изменения ширины и площади русел во время паводков.

Считается, что по результатам дешифрирования последовательных спутниковых снимков за многолетний период можно облегчить решение такой задачи, как определение доли речного стока от таяния снега во время половодья, а также и в годовом стоке.

Использование космических изображений для учета водных ресурсов, в том числе ледников, — одно из перспективных направлений гидрологических исследований, относящееся к новой науке — космической гидрометеорологии.

Поскольку космические изображения дают информацию о процессах на больших территориях и отличаются обобщающими свойствами, то они позволяют изучать главным образом крупные гидрографические и русловые структуры. Следовательно, для получения полной информации о водных объектах необходимо оптимальное сочетание наземных гидрологических наблюдений и авиаизмерений с космическими.

Ценность космических снимков заключается и в том, что они отличаются большой информационной насыщенностью. Например, на космических снимках гидрографическая сеть отражается несколько подробнее, чем на обычных картах такого же масштаба. Это создает предпосылки для гидрологического картирования территории, различного по содержанию и степени детализации.

Обширная информация о различных природных ресурсах поступает с пилотируемых орбитальных станций «Салют». При этом человек обеспечивает поиск и обнаружение заданного природного явления дистанционным методом.

2.1. УРОВНИ ВОДЫ

Состав и объем гидрометрических работ на реках и каналах зависят от их цели. Укрупненно их можно разделить на три большие группы: стационарные гидрометрические работы на гидрологических постах и станциях; экспедиционные гидрометрические работы; гидрометрические работы в процессе строительства и эксплуатации сооружений (плотин, гидромелиоративных каналов и пр.).

Основоположниками методов речной гидрометрии являются В. Г. Глушков, Е. В. Близняк, Б. А. Аполлов и др.

При выполнении любых видов гидрометрических работ должны быть измерены уровни воды. В противном случае даже самые сложные и детальные измерения потоков могут быть обесценены.

Высота поверхности воды в водном объекте над условной горизонтальной плоскостью сравнения (неизменной по высоте) называется *уровнем воды*. Над уровнем необходимы длительные наблюдения, поэтому условную плоскость располагают примерно на 0,5 м ниже фактически наблюдавшегося наинизшего уровня воды $H_{\min}$. Это дает возможность избежать отрицательных значений H . Если же водные объекты замерзают, то уровни воды фиксируют по поверхности воды в лунках.

Устройство для измерения уровня воды в водотоке или водоеме называется *водомерным постом*.

Высотное положение измерительных устройств водомерных постов необходимо систематически проверять, поэтому их оборудуют реперами — основными и контрольными. Последние предназначены для систематического контроля за высотным положением водомерных устройств. Их устанавливают в створе поста как можно ближе к нему, но вне зоны затопления высокими водами.

Водомерные посты (уровнемеры) входят в состав оборудования *гидрологических постов* — пунктов на водном объекте, оборудованных устройствами и приборами для проведения систематических гидрологических наблюдений. Условная горизонтальная плоскость сравнения, принимаемая за нуль отсчета при измерении уровня воды на гидрологическом (водомерном) посту, называется *нулем графика гидрологического (водомерного) поста*.

За основные сроки наблюдений на постах приняты 8 и 20 ч по местному времени ежесуточно.

Водомерные посты в зависимости от срока действия бывают *постоянные*, предназначенные для длительных (стационарных) наблюдений за уровнями воды, и *временные*, создаваемые на период изысканий и строительства.

По конструкции водомерные посты можно подразделить на следующие типы:

непередаточные, на которых уровень воды отсчитывают непосредственно по делениям рейки, смачиваемой водой; к ним относятся *речные, свайные и речно-свайные посты*;

передаточные, где уровень фиксируется на некотором расстоянии от свободной поверхности воды, то есть положение уровня передается регистрирующей части прибора при помощи датчика.

Передаточные посты, в свою очередь, подразделяют на несколько видов: с неавтоматическими отметчиками уровня; с автоматическими отметчиками уровня; с непрерывной регистрацией уровней при помощи приборов, называемых *самописцами уровня воды* или *лимниграфами*; с дистанционными устройствами, позволяющими измерять уровни на значительном расстоянии от водного объекта. Из дистанционных уровнемеров наиболее применимы такие, у которых показания датчика уровня преобразуются в электрические импульсы. Последние передаются на значительные расстояния с помощью линии связи.

Кроме реперов, водомерные посты оборудуют вспомогательными инструментами: рейками для регистрации предельных значений уровней (если пост не оборудован лимниграфом), переносными рейками для измерения уровней и толщины льда и др.

2.1.1. Речный и свайный водомерные посты

На речных постах устанавливают вертикальную или наклонную рейку с делениями, позволяющими замерять уровень с точностью до 1 см.

Вертикальные рейки прикрепляют к стенкам набережной, шлюза, плотины, опоры моста по возможности заподлицо с их поверхностью. Длина рейки должна превышать амплитуду колебаний уровней примерно на 0,5...1 м. Предпочтительны металлические рейки (эмалированные, ярких цветов). При отсутствии сооружений вертикальные рейки можно применять на реках с обрывистыми скальными берегами. При умеренной крутизне берегов и малой амплитуде колебаний уровней рейку следует помещать в ковш-котлован, который свободно сообщается с рекой и служит успокоителем волн. Для предохранения рейки от повреждения плывущими предметами (льдом) применяют ограждение.

Речный пост в зависимости от местных условий может состоять из нескольких реек. Необходимо только, чтобы нулевые

деления смежных реек были смещены по высоте на целое число метров. Нуль рейки является нулем водомерных наблюдений, отметка которого известна, так как все устройства водомерного поста нивелируются.

Наклонные рейки устанавливают на откосах берега на каменных, бетонных или деревянных столбах. Деления наклонной рейки должны быть равны $1 \text{ см}/\sin \alpha$, где α — угол наклона рейки к горизонту.

На небольших реках с пологими берегами устраивают *свайные посты*, состоящие из группы свай. Сваи располагают в одном створе, перпендикулярном к среднему направлению течения воды, и нумеруют по порядку, начиная с верхней. Уровни отсчитывают по переносной рейке (длиной около 1,5 м, с делениями через 1 см), которую ставят вертикально на ближайшую к берегу сваю, находящуюся под водой. В этом случае отметка головки сваи будет нулем водомерных наблюдений. Одновременно с записью отсчета по рейке необходимо записать номер сваи.

Разность между отметкой нуль водомерных наблюдений и отметкой нуль графика водомерного поста называют *приводкой* к нулю графика поста.

Уровень над нулем графика равен уровню над нулем наблюдений плюс приводка.

На участках рек с резкими переломами поперечного профиля устраивают реечно-свайные посты, включающие постоянную рейку (в обрывистой части берега) и сваи (в пологой части), расположенные в одном створе.

2.1.2. Самописцы уровня воды

Одна из главных деталей самописца уровня — поплавков. Он поднимается или опускается вместе с уровнем воды. Это движение поплавка передается на передаточный и часовой механизмы самописца, с помощью которых на разграфленной бумаге (ленте) записывается график изменения уровня во времени.

Кинематическая схема самописца уровня «Валдай» приведена на рисунке 2.1. Поплавков 2 с грузом 1 и противовес 3 подвешены на поплавковом колесе 4 или 5. Длина троса (длина окружности) на поплавковом колесе 4 — 300 мм, а на колесе 5 — 600 мм, поэтому один оборот поплавкового колеса совершается при изменении уровня воды соответственно на 300 или 600 мм. Поплавковое колесо через шестерни 6 и 17 (передаточное отношение 1 : 5) вращает барабан 16, на котором укреплена диаграммная бумага (лимниграмма), удерживаемая в прорези зажимом. Длина окружности барабана 16 — 300 мм, а длина образующей — 330 мм. Перо 15 самописца укреплено на каретке 10, которая скользит по двум направляющим стержням 12 параллельно оси барабана.

Через каретку 10 проходит гибкая тонкая стальная струна 11, к одному концу которой подвешен груз 14, перекинутый

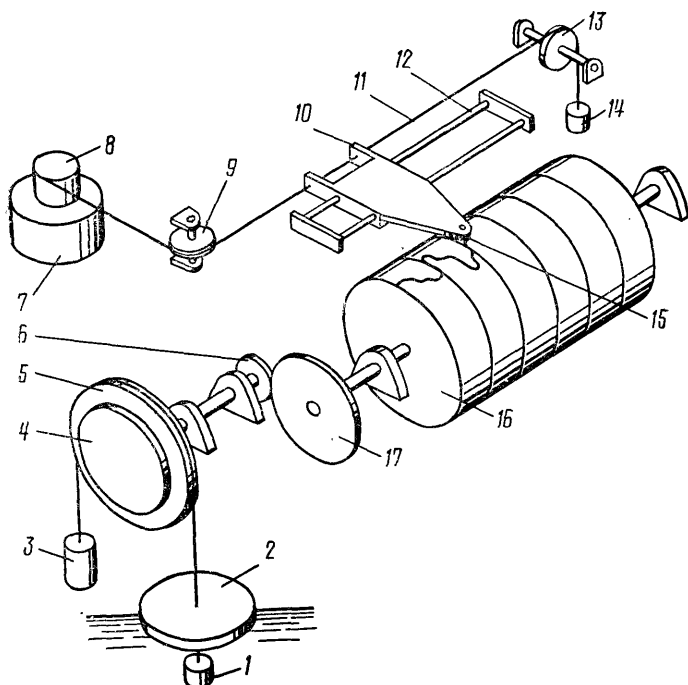


Рис. 2.1. Кинематическая схема самописца уровня «Валдай»:

1 — груз поплавка; 2 — поплавок; 3 — противовес; 4 и 5 — поплавковые колеса; 6 и 17 — шестерни; 7 — часовой механизм; 8 и 16 — барабаны; 9 и 13 — ролики; 10 — каретка; 11 — струна; 12 — направляющие стержни; 14 — груз; 15 — перо.

через ролик 13. Другой конец струны, проходящей через ролик 9, намотан на барабан 8, укрепленный на оси часового механизма 7.

При изменениях уровня воды поплавковая система осуществляет пропорциональное угловое перемещение барабана 16. Одновременно равномерно перемещается перо 15 параллельно оси барабана под действием груза 14, сматывающего струну 11 с барабана 8, установленного на оси часового механизма 7. На диаграммной бумаге записывается график изменения уровня воды во времени.

Максимальное колебание уровня, на которое рассчитан самописец «Валдай», — 600 см. Наличие двух сменных поплавковых колес 4 и 5, а также сменных шестерен 6 и 17 позволяет записывать уровни в четырех масштабах: 1:1, 1:2, 1:5 и 1:10. Часовой механизм 7 снабжен двумя сменными барабанами 8 для записи времени в масштабах 12 и 24 мм/ч. Время работы часового механизма ограничено ходом каретки и равно 26 ч для масштаба 12 мм/ч и 13 ч для 24 мм/ч. Погрешность записи уровня при масштабе записи 1:1 равна ± 3 мм, а при масштабе 1:10 равна ± 10 мм.

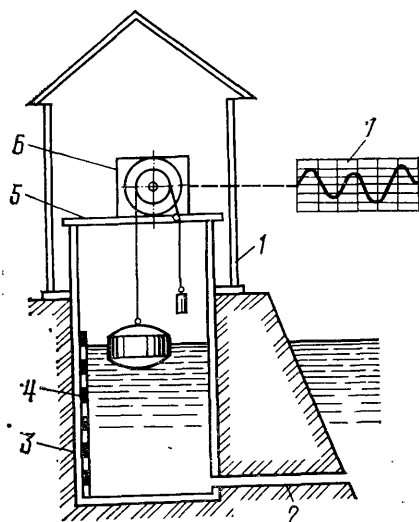


Рис. 2.2. Схема установки берегового типа самописца уровня воды:
1 — будка; 2 — труба; 3 — колодезь; 4 — рейка; 5 — стол; 6 — самописец уровня; 7 — барабан.

Часовой механизм прибора укреплен во влагонепроницаемом кожухе, а кожух самописца защищает пишущий механизм от повреждения, пыли и влаги. Крышка с застекленным окном удерживается в открытом положении специальной защелкой. Дно корпуса имеет отверстия для болтов.

График изменения уровня воды вычерчивается так, что ось времени располагается параллельно оси барабана, а ось уровня — перпендикулярно. Конструкция прибора допускает записывать уровень при многократных оборотах поплавкового колеса.

Установки самописцев уровня воды включают:

1) собственно самописец, устанавливаемый горизонтально на прочном столике 5 (рис. 2.2) или кронштейнах с

учетом возможной амплитуды колебаний уровня воды;

2) колодезь 3 для гашения волнения и создания условий, исключающих обмерзание поплавка. Отметка дна колодца должна быть ниже низкого уровня воды в реке. Сечение трубы 2, соединяющей водоем с колодезем, принимают равным 0,01... 0,05 от площади сечения колодца. Для контроля свободного сообщения водоема с колодезем внутри последнего устанавливают рейку 4, отсчеты по которой сравнивают с показаниями реечного (свайного) поста;

3) будку 1 для защиты самописца уровня от внешних воздействий, так называемую *лимниграфную будку*.

2.1.3. Определение продольных уклонов свободной поверхности воды

Уклон свободной поверхности воды равен

$$I = (H_1 - H_2) / L, \quad (2.1)$$

где H_1 и H_2 — уровни воды соответственно в верхнем и нижнем створах, расстояние между которыми равно L .

При определении продольного уклона расстояние L в общем случае берут по линии наибольших глубин реки. На коротких

прямых участках разница в длине L по линии наибольших глубин и по берегу незначительна.

Уклон I в полевых условиях нужно измерять с точностью до 5...10%, а в специальных исследованиях — еще более точно. В связи с этим измеряемое падение уровня воды должно быть порядка 20 см на равнинных реках и 40 см на горных.

В экспедиционных условиях уклоны поверхности воды определяют нивелированием по урезным кольям, забитым в одно и то же время. Рекомендуется нивелировать поверхность воды у обоих берегов.

На гидрологических постах для систематического измерения продольных уклонов I на границах участка измерения уклона устанавливают водомерные посты (уклонные посты). По измеренным уровням H_1 (на верхнем посту) и H_2 (на нижнем) вычисляют падение $H_1 - H_2$, а затем и уклон I . Отметки нуля графика уклонных постов и основного водомерного поста, расположенного на середине участка, следует назначать одинаковыми.

Для обеспечения синхронности в отсчетах H_1 и H_2 нужно хотя бы на одном из уклонных постов установить самописец или обеспечить одновременно работу двух наблюдений. При расстоянии между уклонными постами до 2 км уровни измеряет один наблюдатель. Если переход с одного уклонного поста на другой занимает более 10 мин, то измерения по первому посту повторяют; в расчет принимают среднее значение уровня.

Для эпизодических измерений уклона можно ограничиться установкой реперов на концах участков и от них нивелировать уровни на урезах. При большом уклоне реки, когда длина участка с необходимым для измерения уклона падением не превышает 200 м, падение определяют нивелировкой урезов воды, устанавливая нивелир посередине между урезными кольями.

Величина L зависит от задаваемой погрешности определения I , точности измерения уровня самого уклона. Обычно L изменяется от 0,1 до 8 км.

На участке реки или канала, выбранном для измерения уклона, площади живых сечений должны изменяться однозначно по длине потока, то есть уменьшаться или увеличиваться. Участок водотока должен быть прямолинейным в плане. На меандрирующих реках живые сечения (створы) обычно намечаются в пределах прямолинейных участков между излучинами.

Если в живых сечениях 1 и 2, ограничивающих участок реки для измерения уклона I , измерено поле скоростей, можно подсчитать гидравлический уклон:

$$I_r = I + \frac{1}{L} \left(\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right), \quad (2.2)$$

где v_1 и v_2 — средние скорости потока соответственно в первом (выше по течению) и во втором (ниже по течению) сечениях; α_1 и α_2 — коэффициенты Кориолиса (коррективы кинетической энергии).

2.1.4. Обработка уровней воды

В основную обработку уровней воды входят: приведение измеренных уровней к нулю графика, вычисление среднесуточных уровней, составление таблицы ежедневных уровней (по годам), построение графиков их колебаний (рис. 2.3). Уровни над нулем графика выражаются в сантиметрах. Удобны следующие масштабы графика: времени — в 1 мм 1 сут, уровней — от 1:10 до 1:200, в зависимости от амплитуды их колебаний. Дальнейшая обработка заключается в определении многолетних характеристик уровней и дат их наступления.

По хронологическому графику уровня 1 (рис. 2.3) нельзя непосредственно определить, в течение какого периода уровень не опускался ниже заданного, какой уровень чаще всего встречается и т. д. Чтобы ответить на эти вопросы, проводят статистическую обработку уровней. Обработываются как сами уров-

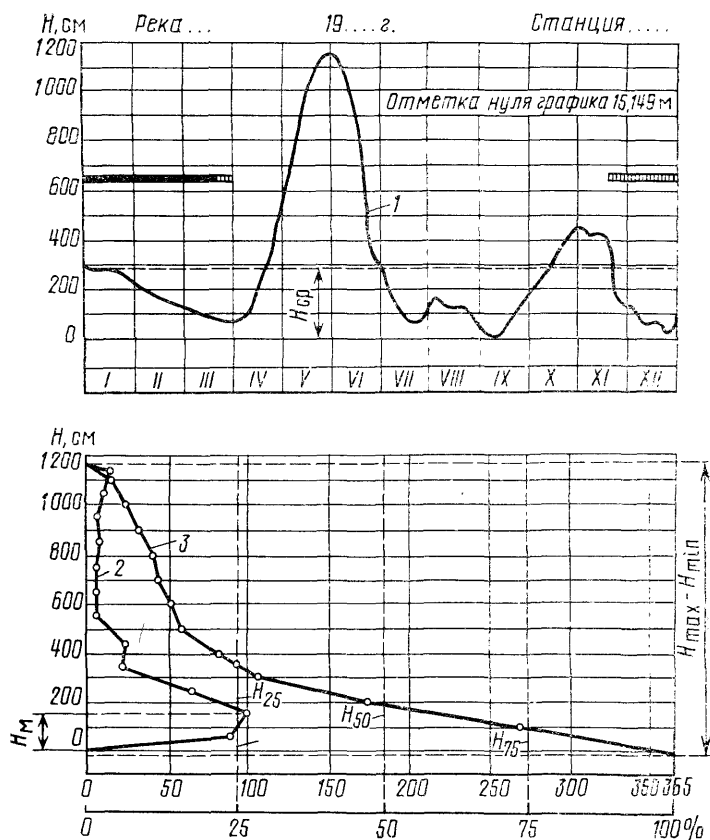


Рис. 2.3. Графики колебаний (1), частоты (2) и обеспеченности (3) уровня воды.

ни за любой период, так и даты наступления характерных уровней и ледовых явлений. Уровни располагают в убывающем порядке. Если один и тот же уровень встречается несколько раз, его несколько раз и записывают в таблицу. Последний уровень под номером 365 (или 366) — наименьший в данном году. Следовательно, на протяжении всего года уровни были больше или равны этому уровню $H_{\min}$, то есть он обеспечивался в течение 365 (366) сут. Можно задаться любым другим уровнем $H_{\min} < H < H_{\max}$ и непосредственно из таблицы получить число дней m , в течение которых был обеспечен соответствующий уровень.

Ход убывания уровней от $H_{\max}$ до $H_{\min}$ изображают графически: по вертикальной оси откладывают уровни, а по горизонтальной — сутки (номера по порядку). Получаемая кривая может быть построена с достаточной точностью и по значительно меньшему, чем 365 (366), числу точек. Для этого уровни предварительно разбивают на 10...15 интервалов и подсчитывают их число в каждом интервале. Во избежание неопределенности при рассортировке уровней в интервалы включают неповторяющиеся значения.

Число уровней в интервале m_i и суммарное число суток m подсчитывают в процентах по отношению к общему числу суток n . Значения m_i выражают *повторяемость*, или *частоту, уровней*, попадающих в данный интервал, а значения m — *продолжительность*, или *обеспеченность, уровней* в пределах от наибольшего уровня $H_{\max}$ до *нижней границы* данного интервала. Откладывая по вертикальной оси уровни H , а по горизонтальной — m_i против середины интервала и m против его нижней границы (рис. 2.3), получаем график частоты 2 и обеспеченности 3 уровней. Крайние интервалы в общем случае получают неодинаковыми, поскольку уровни $H_{\max}$ и $H_{\min}$ известны, а границы интервалов удобнее совмещать с цифрами, заканчивающимися нулем и единицей. График частоты может быть изображен в виде ступенчатой или ломаной линии. В последнем случае концы линии подводятся к точкам с $H = H_{\min}$ и $H = H_{\max}$ при нулевом значении оси абсцисс. График обеспеченности начинается в точке с $H = H_{\max}$ и заканчивается в точке с $H = H_{\min}$ и $m = n$ (при обеспеченности 100%).

Кривые 2 и 3 на рисунке 2.3 называются *кривыми распределения* и широко используются в инженерной гидрологии (см. часть 3). Кривая обеспеченности является интегральной по отношению к кривой частоты.

К характерным уровням относятся уровень наибольшей частоты H_m , называемый *модальным*, и уровень, обеспеченный на 50%, называемый *медианным*, H_{50} . Если бы кривая частоты по обе стороны от ординаты с наибольшей частотой имела одинаковые ветви, то есть была бы симметричной, то модальный, медианный и среднеарифметический уровни были бы одинаковыми. Медианный уровень — более объективная характеристика

среднего положения уровня, чем среднеарифметическое значение $H_{\text{ср}}$, так как на значениях $H_{\text{ср}}$ отражаются редкие подъемы и понижения уровня, иногда не связанные с увеличением стока в бассейне реки (при образовании большого затора и др.). На медианный уровень эти факторы не влияют.

Для характеристики нарастания уровней влево от медианного уровня используют уровень H_{25} 25%-ной обеспеченности, называемый *верхним квадрильным*. Для характеристики убывания уровней вправо от медианного используют нижний квадрильный уровень H_{75} (обеспеченность 75%).

2.1.5. Измерение температуры, прозрачности и цвета воды, толщины льда, шуги и снега на льду

От температуры воды зависят биологические и химические процессы и качество воды. При отрицательных температурах воздуха наступают различные фазы ледовых явлений в водоемах.

Место для измерения температуры воды назначают в створе водомерного поста или близко от него в прибрежной части реки (канала), где есть течение воды. Глубина должна быть не менее 0,3...0,5 м. К выбранному месту не должны притекать сбросы промышленных вод и родниковые воды, чтобы не искажалась свойственная данной реке температура.

Для измерения температуры при больших глубинах (до 50 м) применяют дистанционный электротермометр. В комплект прибора входят: датчик температуры, выполненный из медной фольги; измерительный блок; лебедка. Датчик температуры является одним из плеч моста Уитстона. Точность измерения температуры дистанционным электротермометром $\pm 0,1^\circ\text{C}$. Соответствие между показанием прибора и температурой воды наступает за 4...6 с (инерционность датчика). Измерив температуру в разных точках водного сечения, строят линии равных температур воды, называемые *термоизоплетами*.

Прозрачность воды обуславливается содержанием в воде взвешенных, органических и минеральных веществ, растворенных гумусовых веществ, планктона. Прозрачность воды оценивается по глубине погружения белого диска диаметром 30 см. Его медленно опускают на размеченном лине с теневой стороны судна. Когда он становится невидимым, то записывают глубину. Затем, опустив диск еще ниже, через 1...2 мин медленно его поднимают. Когда диск станет видимым, записывают глубину. Среднеарифметическое из этих глубин погружения диска принимается за величину прозрачности воды, выраженную условно в метрах. Чтобы определить цвет воды, диск опускают наполовину этой глубины и сравнивают цвет воды на фоне диска со шкалой цвета (набором цвета жидкости в трубочках, их всего 21).

При малой глубине диск может остаться видимым, о чем следует сделать соответствующую запись.

Самый простой и вместе с тем удобный для измерения толщины льда инструмент — это ледоснегомерная рейка (рис. 2.4). Она состоит из рейки 1 длиной 2 м (сечением $6 \times 2,5$ см) и упорной планки — подкоса 3, скрепленной с концом бруска под углом 60° . Концы рейки в металлической оправе 4. На лицевой стороне рейки нанесены деления через 1 см. Нуль рейки и верхний конец подкоса находятся на одной горизон-

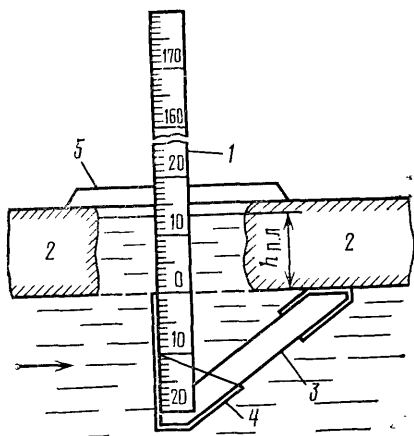


Рис. 2.4. Ледоснегомерная рейка:

1 — рейка; 2 — лед; 3 — подкос; 4 — металлические обводы; 5 — планка.

тальной плоскости. Деления обозначены вверх от нуля до 180 см и вниз — на 20 см. Последние предназначены для измерения расстояния от поверхности воды до нижней поверхности льда, если лед нависает над водой. Вместе с рейкой применяется планка 5 с прямоугольным отверстием, что позволяет располагать рейку вертикально. На противоположной стороне рейки нанесены деления через 1 см, но нулевое деление расположено на верхнем срезе рейки. Она применяется для измерения высоты снежного покрова при верхнем положении подкоса. Поэтому описанную леδοмерную рейку называют ледоснегомерной рейкой. Ею можно воспользоваться и для измерения небольшой толщины слоя шуги. Границы шуги определяются по изменению сопротивления вращению рейки вправо и влево. Измерение необходимо повторить дважды и принять среднее значение из отсчетов по рейке. При большой толщине слоя шуги применяют звуковую шугомерную рейку, в датчике которой имеется магнитопровод и постоянный магнит с обмоткой. В зазоре магнитопровода закреплен в резиновой прокладке отрезок стальной проволоки. Его концы выступают с двух сторон датчика, их называют усами датчика. Во время вертикального смещения датчика усы при соприкосновении с шугой или льдом вибрируют, а в обмотке датчика возникают электрические колебания звуковой частоты. Они поступают на усилитель и в наушники. По характеру изменения шума в наушниках при опускании и подъеме штанги определяются границы шуги, а также ледяного покрова.

Толщина льда может быть изменена дистанционно с борта самолета или вертолета. С этой целью применяется радиолокационный импульсный метод. Он основан на том, что при радио-

локационном зондировании льда время запаздывания между импульсами, отраженными от верхней и нижней поверхностей льда, линейно связано с толщиной льда. Эта зависимость выражается формулой:

$$\tau_{\text{л}} \approx 2h_{\text{л}} \sqrt{\epsilon_{\text{л}}}/c, \quad (2.3)$$

где $\tau_{\text{л}}$ — время запаздывания импульсов, отраженных от верхней и нижней поверхностей льда; $h_{\text{л}}$ — толщина льда; $\epsilon_{\text{л}}$ — относительная диэлектрическая проницаемость ледяного покрова; c — скорость распространения радиоволн в вакууме.

Для пресноводного льда $\epsilon_{\text{л}}$ изменяется в небольших пределах (3...5%) и может быть принята равной 3,2 (в диапазоне частот $10^8 \dots 10^{10}$ Гц). Поэтому формула (2.3) принимает вид:

$$h_{\text{л}} \approx 0,276 \tau_{\text{л}} c.$$

На точности измерения этим способом сказываются снег и неровности нижней поверхности льда. Как показали исследования А. Н. Чижова, радиолокационная ледемерная съемка отличается вполне удовлетворительными эксплуатационными качествами. Если в толще льда есть прослойка воды (в заторах льда при образовании снежного льда), то радиолокационный способ применять нельзя, так как сигнал отразится от прослойки воды.

2.2. ГЛУБИНЫ ПОТОКА ВОДЫ

Расстояние по вертикали от свободной поверхности потока до дна или расстояние в плоскости живого сечения от свободной поверхности потока до дна называется *глубиной потока* (местная).

Вторая глубина является основной и должна использоваться в расчетах живого сечения потока, а следовательно, и расхода воды. Однако при углах наклона дна $\alpha = 10^\circ$ разница между указанными глубинами составляет всего 1,5%.

Глубины измеряют *гидрометрической штангой* (наметкой), *лотом* и *гидрометрическими профилографами*.

2.2.1. Гидрометрическая штанга и лот.

Гидрометрические профилографы

Гидрометрическая штанга (наметка) — круглый деревянный шест длиной до 7 м и диаметром 5...6 см с 10-сантиметровыми делениями. Ее можно применять только при сравнительно небольших глубинах (5...6 м) и скоростях течения воды. Наметка заканчивается железным башмаком массой 0,5...1 кг. При илистом дне во избежание погружения в ил башмак заменяется поддоном в виде диска диаметром 15...30 см. Нижняя поверхность башмака и поддона должна совпадать с нулевым делением наметки. В момент измерения шест должен быть установлен вертикально. При волнении берется средний из отсчетов по

гребню и ложбине волны, прошедшей через наметку. Точность измерения глубины с помощью наметки примерно 2%.

При глубинах $h > 6$ м применяют *ручные* или *механические лоты*. Ручной лот — груз массой 3...6 кг конической или пирамидальной формы, подвешенный на размеченном шнуре (лотлине). Для измерения глубины лот забрасывают вверх по течению воды и выбирают лотлинь так, чтобы в момент отсчета глубины он находился в вертикальном положении.

Если скорость течения велика, нужно учитывать отклонение троса от вертикального положения. Длина вытравленной подводной части троса l (рис. 2.5) больше глубины h . Она фиксируется счетчиком на вышке лебедки или блок-счетчиком, подвешенным на кран-балке. Значение l получают из отсчетов по счетчику, фиксирующему момент касания грузом дна и поверхности воды.

Глубину h вычисляют по длине троса l (теоретически задача решена Д. Я. Ратковичем) и углам отклонения троса при опускании груза под поверхность воды и до дна.

Для обеспечения необходимой точности измерения глубины катер или лодка должны периодически останавливаться. Производительность работ существенно возрастает, если измерения ведутся без остановки судна. Точность промеров на ходу катера может быть повышена с применением тросов и грузов, обеспечивающих измерение глубины без поправок. Точность промеров повышается, если лот снабжается электроконтактом.

Гидрометрические профилографы — приборы для автоматической регистрации профиля водного сечения. По принципу действия их подразделяют на механические, гидростатические и акустические.

В *акустическом профилографе* (эхолоте) используется распространение ультразвуковых волн в воде. Схема измерения глубины эхолотом показана на рисунке 2.6. Излучатель звука и приемник приходящего со дна эхосигнала устанавливают под водой на глубине a у борта или в днище судна. Из данных рисунка следует:

$$h - a = \sqrt{l^2 - b^2}, \quad (2.4)$$

где b — половина расстояния между излучателем и приемником звука; l — путь, проходимый звуковой волной от излучателя ко дну или от дна к приемнику звука;

$$l = ct/2; \quad (2.5)$$

c — скорость распространения звука в воде (в среднем 1462 м/с); t — время прохождения звуком пути $2l$.

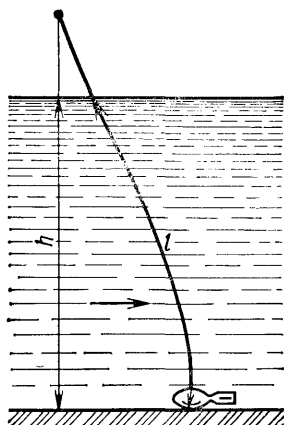


Рис. 2.5. Лот (положение троса с гидрометрическим грузом в потоке).

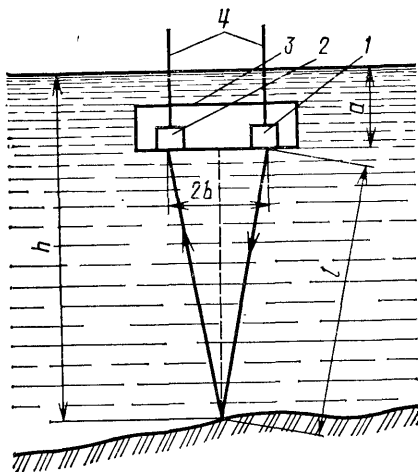


Рис. 2.6. Схема измерения глубины эхолотом:

1 — вибратор-излучатель; 2 — вибратор-приемник; 3 — заборное устройство; 4 — кабель для соединения с центральным прибором.

жения в воду обтекателя с магнитострикционными преобразователями, блока питания.

При работе вибратора-излучателя используется прямой магнитострикционный эффект. При работе вибратора-приемника используется обратный магнитострикционный эффект.

Результаты измерения глубин автоматически записываются в виде сплошной линии на движущейся ленте из электротермической бумаги.

2.2.2. Методика измерения глубин потока

В состав работ по измерению глубин входит и определение в плане положения вертикалей для измерения глубин. Этим обусловлено совместное использование приборов и методов гидрометрии и геодезии.

Вертикали для измерения глубин воды в реках, водохранилищах и других водоемах называют *глубинными* или *промерными вертикалями*. Определение в плане координат глубинных вертикалей называют *координированием глубин*.

Различают измерение и координирование глубин по поперечникам, продольным и косым галсам.

Водные сечения, в которых располагаются глубинные (промерные) вертикали, называют *промерными сечениями* или *промерными профилями*.

При измерении глубин на ходу судна гидрометрический груз не извлекают из воды, а лишь приподнимают.

Из формул (2.4) и (2.5) находим

$$h = \sqrt{c^2 t^2 / 4 - b^2} + a, \quad (2.6)$$

Следовательно, зная t , можно определить глубину h . Время должно быть зафиксировано с очень высокой точностью, так как глубине, например, 10 м соответствует промежуток времени $t = 0,013$ с.

При малых расстояниях между приемником и излучателем звука значение l , то есть гипотенузу прямоугольного треугольника, практически можно считать глубиной.

Акустический профилограф состоит из центрального прибора для послышки и приема ультразвуковых импульсов и для автоматической записи глубин, устройства для погру-

Акустическими профилографами глубины измеряют по ходу судна. Место расположения приемно-отправительного устройства выбирают так, чтобы на показания прибора не влияли завихрения, аэрация и волны, образующиеся при движении судна. Расстояние от корпуса судна до обтекателя принимают равным 70 см. Верхняя плоскость обтекателя должна находиться под водой не менее чем на 10 см.

Эхолоты можно применять для измерения глубины и через лед. Место контакта приемно-отправительного устройства со льдом должно быть смочено водой.

Ультразвуковой принцип измерения глубин воды может быть использован и при сложном движении воды, например при перекрытии русл рек.

Измерение глубин по поперечникам ведут с мостов, гидрометрических переправ, катеров, лодок и вертолетов; по продольникам — с катеров, лодок и вертолетов; по косым галсам — с катеров и лодок.

При ширине реки $B \leq 300$ м и скорости течения на поверхности воды $u_{\text{пов}} \leq 1,5$ м/с положение глубинных вертикалей определяют по туго натянутому через реку размеченному стальному тросу диаметром около 3 мм.

На широких реках ($B > 300$ м) глубины координируют геодезическими способами. Эти же способы применяют и при $B < 300$ м, когда использование троса становится малоэффективным, например при интенсивном судоходстве.

На реках с большими скоростями течения воды ($u > 1,5$ м/с) глубины лучше измерять по продольникам со свободно плывущего судна или по косым галсам под углом $30 \dots 45^\circ$ к линии фарватера реки. Координирование глубин с берега ведут двумя теодолитами или мензулами с кипрегелями, установленными на магистрали.

В процессе определения глубин измеряют уровни и нивелируют продольный профиль поверхности воды, иначе невозможно вычислить отметки дна потока.

Чем сложнее рельеф дна, тем большая степень сгущения промерных сечений и глубинных вертикалей необходима для его изучения.

2.2.3. Обработка данных измерения глубин воды

В гидрометрии подводный рельеф изображают (как и в геодезии) при помощи горизонталей. Составленные планы широко используются для проектирования и строительства гидротехнических сооружений и мостов.

Пространственное распределение глубин характеризуется линиями равных глубин, называемых *изобатами*. Планы рек в изобатах используют в транспортных целях — для составления судоводных карт, при землечерпательных работах и др. Уровень воды H во время измерения глубин и другие характери-

ки потока изменяются, поэтому, чтобы сопоставить глубины h , измеренные в разное время, необходимо предварительно привести их к одному моменту времени.

Мгновенный уровень воды может быть установлен нивелированием урезных кольев, забитых вровень с поверхностью воды в один момент времени, или по наблюдениям на водомерных постах.

Условный мгновенный уровень, обычно близкий к низшему, к которому приводятся измеренные на участке водотока глубины, называют *срезочным уровнем воды*. Уровень воды во время измерения глубин и других характеристик потока называется *рабочим уровнем*. Разность между рабочим и мгновенным (срезочным) уровнями воды называют *срезкой уровнем*.

По глубинам или отметкам дна строят поперечные профили водотока и определяют их морфометрические характеристики: площадь водного сечения ω (с помощью планиметра или путем разделения водного сечения на простейшие фигуры — трапеции и треугольники), среднюю глубину $h_{\text{ср}}$, длину смоченного (подводного) периметра χ , гидравлический радиус R .

Для широких водотоков (обычно рек) $R \approx h_{\text{ср}}$.

Разность между отметкой поверхности воды и глубиной h дает отметку дна водотока (водоема). По отметкам дна составляют план в горизонталях, на который наносят урезы воды (линии пересечения поверхности земли и воды) при срезочном уровне. Урезы воды рек и каналов могут пересекаться с горизонталями.

Для составления плана водотока в изобатах обозначают на плане глубинные вертикали и выписывают глубины, приведенные к мгновенному уровню воды.

Сечение изобат $h_{\text{из}}$ берут в зависимости от сложности подводного рельефа, амплитуды глубин и масштаба плана от 0,2 до 2,0 м. Линии уреза воды — изобаты с нулевыми глубинами.

Точки на плане, соответствующие наибольшим глубинам на профилях (галсах), соединенные плавной кривой, образуют *линию наибольших глубин*.

По линии наибольших глубин составляют продольный профиль реки, на котором изображают рельеф дна и форму свободной поверхности потока при различных уровнях воды.

По нанесенной на профиль расчетной кривой подпора судят о мероприятиях по подготовке чаши водохранилища к затоплению и пр.

2.3. СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ

2.3.1. Распределение скоростей в потоке

Измерение скоростей течения чаще связано с определением расходов воды, но имеет и большое самостоятельное значение при возведении и раскрытии перемычек, перекрытии русл рек,

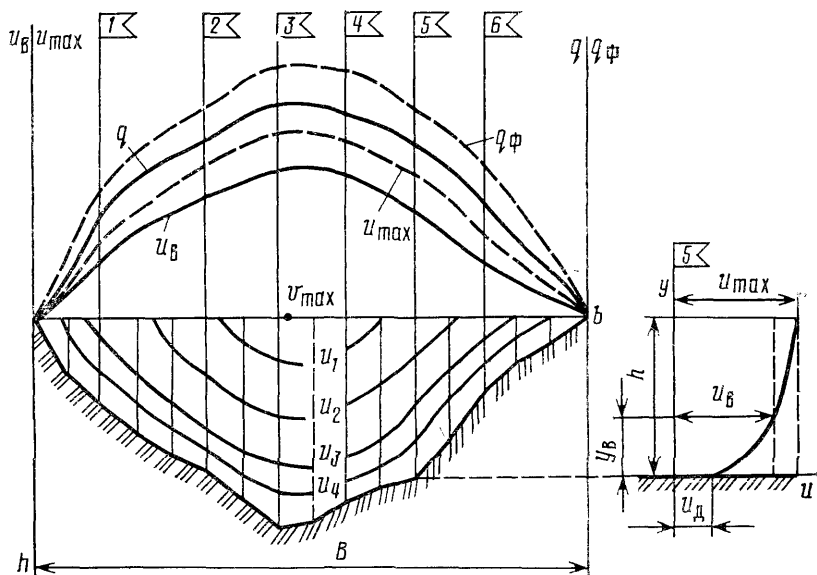


Рис. 2.7. Распределение скоростей в живом сечении безнапорного потока.

строительстве сооружений на реках, обеспечении безопасного плавания судов и пр.

Скорость u_t в данной точке потока в данный момент времени называется местной мгновенной скоростью. Колебания местной скорости во времени по величине и направлению называют пульсацией скорости.

Амплитуда пульсации скорости характеризуется среднеквадратическим отклонением σ_u местных мгновенных скоростей u_t от осредненной во времени местной скорости u . Разность $u_t - u$ называется пульсационной скоростью. Средняя частота пульсации $\omega_i = N/t_0$, где N — половина числа экстремумов на кривой местных мгновенных скоростей, то есть число минимумов или максимумов на кривой $u_t = u_t(t)$ за период осреднения t_0 .

Величина, обратная частоте, то есть $t_0/N = 1/\omega_i$, представляет период пульсации. Отношение σ_u/u называется интенсивностью турбулентности.

Скорость u в дальнейшем будем называть местной скоростью в точке потока.

Профили скоростей. Распределение местных скоростей u в вертикальной плоскости, перпендикулярной к живому сечению потока, называется *профилем скоростей* — $u = u(y)$ или *эпюрой скоростей* на вертикали, где y — расстояние от дна потока (рис. 2.7). Наиболее существенные различия в форме профилей скоростей наблюдаются в открытом потоке и в потоке под ледяным покровом. Влияние нижней поверхности льда на скорости u аналогично влиянию дна. Положение максимальной ско-

рости $u_{\max}$ зависит от соотношения шероховатости дна и нижней поверхности льда. На рисунке 2.7 показан профиль скоростей для открытого потока, где $u_{\max}$ расположено на свободной поверхности воды, то есть при $y=h$. Однако и в этом случае скорость $u_{\max}$ может наблюдаться несколько ниже свободной поверхности из-за влияния встречного ветра, поперечной циркуляции потока (если вертикаль расположена на излучине реки) и др. При равномерном или близком к нему движении для решения различных задач гидрологии и гидрометрии применяют формулы:

$$u = u_{\max} + u_* \ln \eta/k; \quad (2.7)$$

$$u/u_{\max} = \eta^{1/m}, \quad (2.8)$$

где $u_* = \sqrt{ghI}$ — динамическая скорость на вертикали; I — уклон поверхности воды; $\eta = y/h$ — относительная (безразмерная) глубина, отсчитываемая от дна потока; k и m — переменные параметры.

Средняя скорость на вертикали равна:

$$u_B = \frac{q}{h} = \frac{1}{h} \int_0^h u dy = \int_0^1 u d\eta, \quad (2.9)$$

где q — расход воды на вертикали, равный площади профиля скоростей (рис. 2.7).

После интегрирования формулы (2.9) с учетом выражений (2.7) и (2.8) получим

$$u_B = u_{\max} - u_*/k; \quad (2.10)$$

$$u_B = m u_{\max} / (1 + m), \quad (2.11)$$

откуда

$$1/m = u_{\max}/u_B - 1. \quad (2.12)$$

Из формулы (2.10) видно, что $1/k$ представляет дефицит скорости $u_{\max} - u_B$, нормированный по динамической скорости u_* .

Запишем формулу для средней скорости на вертикали u_B в виде

$$u_B = C_B^* \sqrt{ghI} = C_B^* u_*, \quad (2.13)$$

где $C_B^* = C_B/\sqrt{g}$ — безразмерный коэффициент Шези на вертикали; C_B — размерный коэффициент Шези на вертикали; g — ускорение свободного падения.

С учетом формулы (2.13) выражение (2.12) запишем

$$1/m = (u_{\max} - u_B)/C_B^* u_*,$$

откуда следует, что

$$m = k C_B^*. \quad (2.14)$$

По опытным данным параметр k убывает от 1,2 до 0,2 с возрастом коэффициента Шези. Г. В. Железняковым предложена формула в общем виде:

$$k = (k_{\max} - k_{\min}) / (1 + C_v^*) + k_{\min}. \quad (2.15)$$

По опытным данным $k_{\max} = 2,3$; $k_{\min} = 0,3$. Подставив эти значения в формулу, получим

$$k = 2 / (1 + C_v^*) + 0,3. \quad (2.16)$$

При использовании формулы (2.16) для всего потока вместо C_v^* надо подставить безразмерный коэффициент Шези $C^* = C/\gamma g$.

Формула для донной скорости u_d имеет такую же структуру, что и формула (2.10), но с другим коэффициентом перед динамической скоростью:

$$u_d = u_{\max} - 4u_*/k. \quad (2.17)$$

Очевидно, что $u_d < u_b < u_{\max}$.

Предположим, что построены эпюры u_b , $u_{\max}$ (плановые профили скоростей), $q = u_b h$, $q_\phi = u_{\max} h$; тогда можно написать

$$v = \frac{1}{\omega} \int_0^B q db;$$

$$v_{\text{пов}} = \frac{1}{\omega} \int_0^B q_\phi db,$$

где $v_{\text{пов}}$ — средняя поверхностная скорость потока.

Аналогично получим общее выражение для средней донной скорости потока:

$$v_d = \frac{1}{\omega} \int_0^B q_d db = \frac{1}{\omega} \int_0^B u_d h db.$$

Очевидно, что $v_d < v < v_{\text{пов}} < v_{\max}$. Это наиболее характерные скорости в живом сечении речного потока.

Изотакхи и тахиграфическая кривая. Наглядное представление о распределении скоростей в потоке дают линии равных местных скоростей — *изотакхи* (рис. 2.7). Очертание изотакх тесно связано с формой русла и изменением его шероховатости. По мере приближения к дну расстояние между смежными изотакхами уменьшается, так как градиенты местных скоростей du/dy возрастают по мере приближения к дну. Если донная скорость $u_d = 0$ ($y = 0$), то смоченный периметр можно рассматривать как нулевую изотакху. Очевидно, что выполняется следующее неравенство: $v_{\max} > u_1 > u_2 > u_3$ и т. д., где $v_{\max}$ — наибольшая скорость в живом сечении потока.

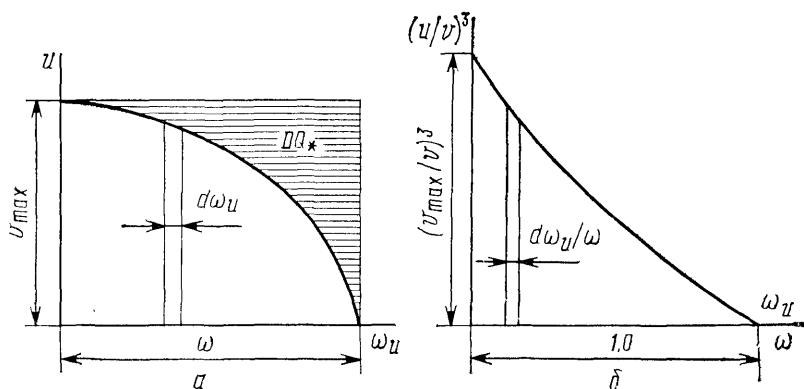


Рис. 2.8. Тахиграфические размерная (а) и трансформированная безразмерная (б) кривые.

Поле скоростей в поперечном сечении в целом характеризуется *тахиграфической кривой* $u = u(\omega_u)$, где ω_u — площадь, ограниченная изотаксой с соответствующей ей скоростью. На рисунке 2.8 изображена тахиграфическая кривая при $u_d = 0$. При $u = v_{\max}$ площадь $\omega_u = 0$. При $u = u_d$ площадь $\omega_u = \omega$, где ω — площадь живого сечения. Площадь, ограниченная тахиграфической кривой и осями координат, численно равна расходу воды ($dQ = u d\omega_u$).

Из гидравлики известно понятие «относительный дефицит средней скорости потока»:

$$D = (v_{\max} - v)/v_*,$$

где $v_* = \sqrt{gRI} \approx \sqrt{gh_{cp}I}$ — динамическая скорость потока.

Умножим обе части выражения на ω и перепишем его в виде:

$$v_{\max} \omega - v \omega = D v_* \omega$$

или

$$v_{\max} \omega - Q = D Q_*,$$

где $Q_* = v_* \omega$ — динамический расход.

Заштрихованная площадь на рисунке 2.8 представляет произведение относительного дефицита средней скорости потока на динамический расход. Тахиграфические кривые для анализа поля скоростей речного потока впервые были введены В. Г. Глушковым. Приведем тахиграфическую кривую к безразмерному виду, отложив по горизонтальной оси ω_u/ω , а по вертикальной — $(u/v)^3$ (рис. 2.8). Площадь, ограниченная этой кривой и осями координат, численно равна коэффициенту Кориолиса:

$$\alpha = \frac{1}{v^3 \omega} \int_0^{\omega} u^3 d\omega_u = \int_0^1 \left(\frac{u}{v} \right)^3 \frac{d\omega_u}{\omega}.$$

Этот способ определения α является наиболее точным. Обобщая данные о коэффициентах α для рек и каналов, Г. В. Железняков предложил формулу:

$$\alpha = 1 + 0,88 \left(0,34 + \frac{1 + \sqrt{I/\text{Fr}}}{2,3 + 0,3 \sqrt{\text{Fr}/I}} \right)^2, \quad (2.18)$$

где $\text{Fr} = v^2/g h_{\text{ср}}$ — число Фруда.

Из формулы (2.18) следует, что одинаковые значения α могут быть только для динамически подобных потоков, то есть при равенстве чисел Фруда и уклонов I . Для речных потоков α достигает 1,5 и больше, в среднем равна 1,25.

2.3.2. Приборы для измерения скоростей течения воды

Основными приборами для измерения скоростей течения воды в реках и каналах, то есть в натурных условиях, являются гидрометрические поплавки и гидрометрические вертушки, в лабораторных условиях — гидрометрические микровертушки, гидрометрические трубки, термогидрометры, лазеры и др.

Гидрометрические поплавки. В зависимости от измеряемой скорости (местной u , средней по вертикали u_v или по всему живому сечению v) гидрометрические поплавки подразделяют на *точечные* и *интеграционные*. Точечными поплавками измеряют скорость u с осреднением по длине траектории движения поплавка, вторыми — скорость u_v с осреднением по глубине на вертикали и по длине и v с осреднением по всему сечению и по длине потока. Точечные поплавки подразделяют на *поверхностные* и *глубинные*.

В качестве поверхностных поплавков можно использовать бруски дерева, отпиленные от бревна цилиндрические кружки высотой 3...7 см, соединенные крестом две доски и др. Для лучшей видимости с берега поплавки снабжают яркими флажками. Скорость движения поплавка определяют по длине траектории его движения за соответствующий промежуток времени. Во время ледохода на реках в качестве поплавка можно использовать плывущие льдины.

Чтобы измерить скорость течения воды, на участке водотока сначала разбивают створы перпенди-

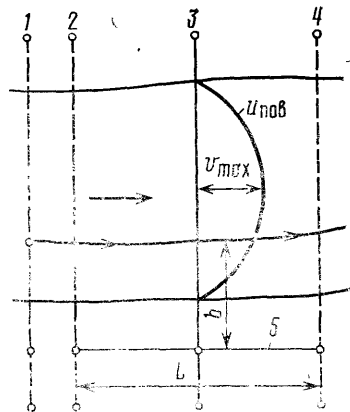


Рис. 2.9. Схема измерения скоростей течения воды поверхностными поплавками:

1 — пусковой створ; 2 — верхний створ; 3 — главный створ; 4 — нижний створ; 5 — магистраль.

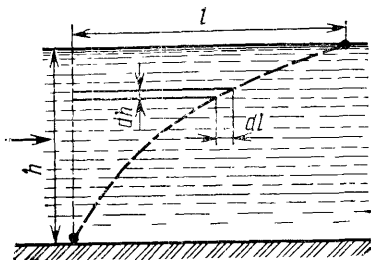


Рис. 2.10. Всплывающий поплавко-интегратор.

расстояние b . При $B < 100$ м b отсчитывают по натянутому через водоток размеченному тросу, нулевое деление его совмещают с магистралью. На широких реках, где применять трос трудно, координаты пересечения траекторий поплавков с главным створом определяют способами геодезических засечек. Обычно по ширине реки равномерно распределяют от 15 до 25 поплавков, пуская их поочередно. По $u_{\max} = L/t_n$ и b строят эюру распределения поверхностных скоростей по ширине потока (рис. 2.9). Определив b в нескольких створах, легко находят и траектории движения поплавков.

При помощи глубинных поплавков можно измерить местные скорости u на любой глубине. К глубинным поплавкам относятся гидрокинематические индикаторы (жидкие тела малых размеров с той же плотностью, что и вода). Их применяют в лабораторных условиях для визуализации потока при изучении его кинематики с помощью высокочастотной киносъемки.

Глубинный поплавок состоит из соединенных тонкой нитью верхнего поплавка (поверхностного) и нижнего, собственно глубинного, погруженного на глубину h . Верхний поплавок служит указателем. Он должен иметь необходимую плавучесть для поддержания нижнего поплавка на заданной глубине. Нижний поплавок должен быть немного тяжелее воды.

С помощью поплавка-интегратора измеряют среднюю скорость на вертикали $u_{\text{в}}$. Если на дно потока поместить тело (рис. 2.10) плотностью меньше плотности воды, то его снос в направлении потока в процессе всплывания будет пропорционален скорости течения воды. За время dt поплавок-интегратор переместится в вертикальном направлении на $dh = wdt$, а в горизонтальном — на $dl = udt$, где w — скорость всплывания тела, u — местная скорость потока. По достижении поверхности воды поплавок-интегратор окажется от начальной вертикали на расстоянии l , равном:

$$l = \int_0^t u dt = \int_0^h \frac{u}{w} dh.$$

кулярно к направлению течения воды и закрепляют их вехами (рис. 2.9). Створы 2, 3 и 4 должны быть привязаны к магистрали 5. Расстояние L между створами 2 и 4 принимают за длину траектории движения поплавка. Продолжительность хода поплавков t_n между створами 2 и 4 при измерении наибольшей скорости $u_{\max}$ должна быть не меньше 20 с.

В момент прохождения поплавка через створ 3 определяют

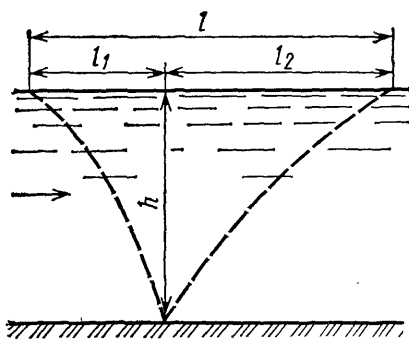


Рис. 2.11. Схема двойной интеграции скоростей течения воды.

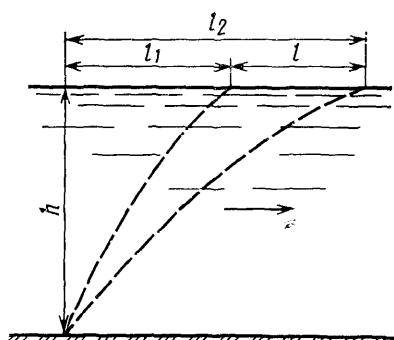


Рис. 2.12. Схема разностной интеграции скоростей течения воды.

Считая скорость w постоянной, получаем

$$l = \frac{1}{w} \int_0^h u dh = \frac{h u_B}{w},$$

откуда

$$u_B = lw/h. \quad (2.19)$$

Следовательно, определение скорости u_B при известном w сводится к измерению l и h . Скорость w определяют градуированием поплавков-интеграторов в стоячей воде, хотя скорости в стоячей воде и в потоке несколько отличаются. Так как $w = h/t$, выражение (2.19) принимает вид:

$$u_B = l/t. \quad (2.20)$$

Отсюда ясно, что скорость u_B можно определить и другим путем — измерив l и t .

Среднюю скорость на вертикали u_B можно измерить путем двойного интегрирования локальных скоростей u (рис. 2.11). На первом этапе интегрирующее устройство опускается со скоростью w_1 от поверхности воды до дна за время t_1 . После достижения устройством дна интегратором служит жидкое масло, выходящее из устройства со скоростью w_2 . Капли масла пройдут по своим траекториям от дна до поверхности воды за время t_2 . В соответствии с формулой (2.20) и рисунком 2.11 имеем при двойном интегрировании скоростей:

$$l = l_1 + l_2 = u_B t_1 + u_B t_2 = \frac{u_B h}{w_1} + \frac{u_B h}{w_2} = q \left(\frac{1}{w_1} + \frac{1}{w_2} \right),$$

откуда

$$q = lw_1 w_2 / (w_1 + w_2), \quad (2.21)$$

где q — расход воды на вертикали.

Если интегрирующее устройство снабдить двумя типами всплывающих поплавков, имеющих разную массу, например

масло и газ, то из одной точки дна (рис. 2.12) интеграторы будут подниматься со скоростями w_1 и w_2 и выйдут на поверхность воды соответственно за время t_1 и t_2 . На рисунке 2.12 видно, что

$$l = l_2 - l_1 = u_B t_2 - u_B t_1 = \frac{u_B h}{w_1} - \frac{u_B h}{w_2} = q \left(\frac{1}{w_1} - \frac{1}{w_2} \right),$$

откуда при разностном интегрировании скоростей

$$q = l w_1 w_2 / (w_2 - w_1). \quad (2.22)$$

Достоинство способа в том, что не требуется измерять l_1 и l_2 . Достаточно измерить только l .

Описанные способы интеграции скоростей на вертикалях известны сравнительно давно, но совсем недавно они пережили второе рождение в связи с широким их использованием в аэрогидрометрии. На рисунках 2.10, 2.11, 2.12 показаны сглаженные траектории движения поплавков-интеграторов. Фактически получается кривая с отклонениями от плавной траектории под влиянием турбулентности. По данным натурных исследований отдела гидрометрии ГГИ, относительное среднеквадратическое отклонение горизонтального сноса l поплавков-интеграторов σ_l , обусловленное пульсацией скоростей, убывает с ростом w/u_B . При $w/u_B \geq 1$ $\sigma_l \approx 10\%$, что близко к интенсивности турбулентности в реках. На скорость w влияют плотность, диаметр и инерционность поплавка.

При одновременном выпуске поплавков-интеграторов по всему живому сечению можно определить среднюю скорость потока v . Так как $u_B h = q$ (расходу на вертикали), выражение (2.19) можно написать в виде:

$$q = w l.$$

Переходя от расхода на вертикали q к расходу потока Q , получаем

$$Q = \int_0^B q db = w \int_0^B l db.$$

Интеграл правой части этого выражения представляет площадь F , ограниченную шириной водотока B и кривой, проведенной через точки выхода поплавков-интеграторов на поверхность воды. Поэтому скорость v равна:

$$v = w F / \omega,$$

где ω — площадь живого сечения.

На небольших реках и каналах по предложению В. Э. Вида площадь F определяют фотографированием с берега всплывающих воздушных пузырьков. Пузырьки выходят из перфорированного шланга, укладываемого на дно водотока.

Гидрометрические вертушки. Основные конструктивные элементы вертушек — рабочее колесо с осью вращения, корпус,

счетно-контактный механизм и хвостовое оперение. Датчиком скорости гидрометрических вертушек служит рабочее колесо (ротор). Чем больше скорость течения жидкости u , тем быстрее оно вращается. Следовательно, $n = n(u)$, где n — число оборотов ротора в единицу времени. Хотя n является функцией u , связь между n и u записывают в форме $u = u(n)$. Это удобно по практическим соображениям.

Зная зависимость n от u и определив при помощи счетно-контактного механизма число оборотов N за время t , можно перейти от $n = N/t$ к скорости u .

По расположению оси ротора в потоке различают вертушки с горизонтальной A и вертикальной B (рис. 2.13) осями вращения. Ротор вертушки на горизонтальной оси — лопастный винт с двумя или большим числом лопастей. У вертушки на вертикальной оси ротор чашечного или иного типа, состоящий из конических или сферических чашек или вертикально расположенных лопастей. Вертикальная ось вращения проектируется в точку C . Вращение чашечного ротора обусловлено различием в сопротивлении движению чашек 1 и 2 и соответственно 3 и 4.

По способу установки вертушки подразделяют на штанговые (рис. 2.14, $a, б$), тросовые (рис. 2.14, $в$) и универсальные, то есть пригодные для работы и со штанги, и с троса. Штанговые вертушки применяют на упорной и на подвесной штангах. Для уменьшения угла сноса троса под вертушкой подвешивают груз обтекаемой формы. Ось штанговых вертушек должна быть нормальной к поперечному сечению потока. Тросовые вертушки с хвостовым оперением под влиянием течения устанавливаются по направлению струи, поэтому, если струя отклоняется от нормали к поперечному сечению потока, необходимо измерять направление течения.

В зависимости от способности ротора регистрировать проекцию скорости на направление ее оси вертушки подразделяют на *компонентные* и *некомпонентные*.

На рисунке 2.15 приведен чертеж гидрометрической вертушки ГР-21 Н. Е. Жестовского. В цилиндрической полости корпуса 1 расположена ходовая часть вертушки, укрепленная стопорным винтом, расположенным сбоку корпуса. Ходовая часть состоит из оси 2 с контактным механизмом, двух радиально-упорных шарикоподшипников 3, внутренней упорной втулки 4, наружной упорной втулки 5, осевой гайки 6, закрепляющей подшипник на оси гильзы с червячной втулкой 7, лопастного винта 8 (№ 1 или № 2) и зажимной муфты 9. Контактный механизм состоит из червячной шестерни 10 с 20 зубцами, контактного штифта 11, контактной пружины 12, контактного винта 13 (для крепления контактной пружины) и токопроводящего стержня 14, изолированного от массы и соединяющего контактную пружину с гнездом штепселя 17.

Хвостовое оперение 18 крепится винтом 19. Штанговая втулка имеет фигурное отверстие с указателем 21 для фиксации

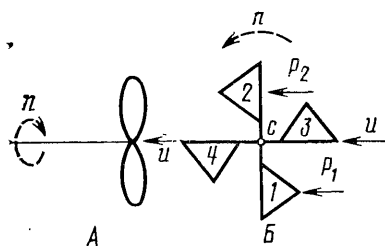


Рис. 2.13. Схема конструкций гидрометрических вертушек:

А и Б — соответственно с горизонтальной и вертикальной осями вращения.

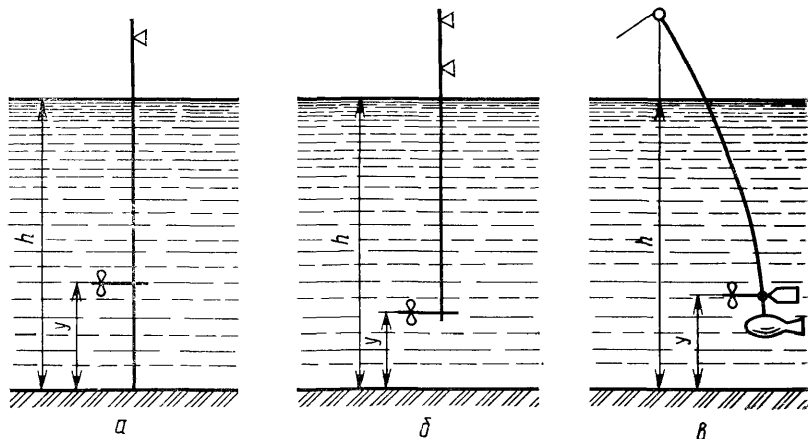


Рис. 2.14. Способы установки гидрометрических вертушек:

а — на упорной штанге; б — на подвесной штанге; в — на тросе.

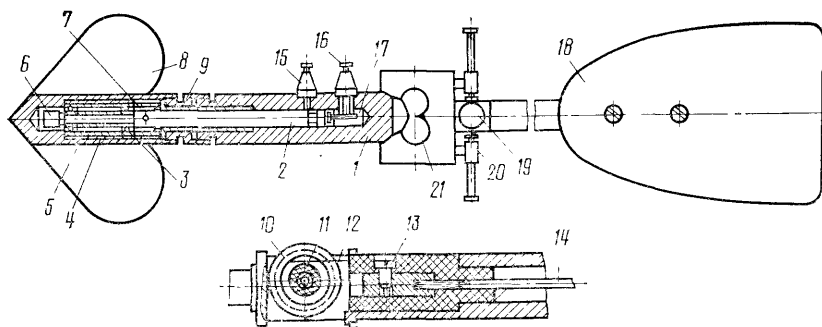


Рис. 2.15. Гидрометрическая вертушка Н. Е. Жестовского:

1 — корпус; 2 — ось; 3 — подшипники; 4 — внутренняя упорная втулка; 5 — наружная упорная втулка; 6 — осевая гайка; 7 — червячная втулка; 8 — лопастный винт; 9 — зажимная муфта; 10 — червячная шестерня; 11 — контактный штифт; 12 — контактная пружина; 13 — контактный винт; 14 — токопроводящий стержень; 15 — массовая клемма; 16 — изолированная клемма; 17 — штепсельное гнездо; 18 — хвостовое оперение; 19 — винт; 20 — зажимные винты; 21 — указатель.

положения вертушки на штанге. Вертушка, а также вертлюг (с шариками) зажимаются винтами 20. Вертушка снабжена двумя лопастными винтами с криволинейной образующей поверхностью.

Начальная скорость $u_0 = 0,04$ м/с. Лопастный винт № 1 диаметром 120 мм и геометрическим шагом 215 мм применяется в диапазоне скоростей течения от 0,1 до 2 м/с, точность измерений $\pm 2\%$. При $u < 0,1$ м/с точность измерений снижается и при $u = 2u_0$ может оказаться порядка $\pm 10\%$. Лопастный винт № 2 диаметром 120 мм и геометрическим шагом 500 мм применяется при скоростях от 2 до 5 м/с, погрешность измерений $\pm 2\%$.

После работы вертушку необходимо просушить, промыть керосином и обернуть тряпкой, смоченной в масле. Ходовую часть вертушки, собранную с лопастным винтом, хранят заполненной трансформаторным маслом.

Для установки вертушек в заданной точке потока необходимы визир, трос, бифилярный подвес, груз, вертлюг и лебедка; для регистрации числа оборотов ротора — секундомер, батарея, электрический кабель, звонок или электрический счетчик оборотов. Регистрацию числа оборотов и скорости можно полностью автоматизировать, используя осциллограф.

Каждая вертушка снабжена свидетельством о тарировке.

Визир, служащий для установки горизонтальной оси рабочего колеса вертушки перпендикулярно к линии створа, представляет короткий металлический стержень с муфтой, передвигающийся по штанге. Его ось должна быть перпендикулярна к оси рабочего колеса вертушки. Штангу устанавливают по визирю, ориентируясь на створные знаки или натянутый через реку трос.

Характеристики гидрометрических вертушек. Зависимость $u = u(n)$ без учета силы трения в механизме прибора и гидравлических сопротивлений при обтекании его потоком выражается уравнением (рис. 2.16):

$$u = k_r n, \quad (2.23)$$

где k_r — геометрический шаг лопастного винта.

Из уравнения (2.23) следует, что k_r — это участок пути, пройденный жидкостью за время одного оборота ротора. Можно иначе пояснить значение k_r . Пусть в неподвижной жидкости вертушка перемещается равномерно и прямолинейно. Тогда k_r — отрезок пути, пройденный вертушкой за время одного оборота ротора. Если учесть влияние сопротивлений вращению ротора, то график функции $u = u(n)$ выразится кривой 2 (рис. 2.16).

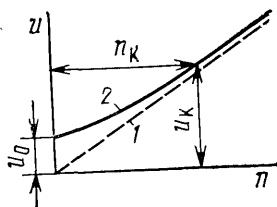


Рис. 2.16. Зависимость между частотой вращения рабочего колеса гидрометрической вертушки и скоростью течения воды:

1 — без учета сопротивлений; 2 — с учетом сопротивлений.

Наиболее заметно отклонение графика 2 от линии 1, являющейся его асимптотой, при малых скоростях u . Полуэмпирическое уравнение в форме гиперболы:

$$u = an + \sqrt{bn^2 + c}, \quad (2.24)$$

вполне удовлетворительно отражает эту зависимость, где a , b , c — параметры. При $n=0$ $u=\sqrt{c}=u_0$, где u_0 — отрезок на оси u , определяющий точку, в которой начинается кривая 2. При больших значениях u , то есть когда u_0 существенно меньше u , формулу (2.24) можно записать в виде:

$$u = (a + \sqrt{b})n = kn. \quad (2.25)$$

В уравнении (2.25) значение k учитывает не только геометрию рабочего колеса, но и сопротивления его движению. Шаг ротора, найденный с учетом сопротивлений его движению, называется *гидравлическим шагом*.

Рассмотрим характерные скорости на графике $u=u(n)$ (рис. 2.16).

Начальная скорость — это наименьшая скорость u_0 набегающего на вертушку потока, при которой ротор начинает вращаться (неравномерно). Установлено, что минимальному значению u_0 соответствует оптимальный *относительный диаметр* лопастного винта d/k , где d — диаметр ротора.

Критическая скорость — это скорость движения жидкости u_k , при которой и выше которой влияние механических сопротивлений на вращение ротора становится стабильным и незначительным, то есть при $u \geq u_k du/dn = \text{const}$. Следовательно, u/n равно гидравлическому шагу ротора k . При $u < u_k$ отношение u/n — переменная величина, которую можно рассматривать как *переменный гидравлический шаг*. В дальнейшем термин «гидравлический шаг» будем употреблять по отношению к $k = \text{const}$ (при $u \geq u_k$), учитывая его близкое числовое совпадение с геометрическим шагом.

Точка с координатами u_k и n_k и типичные области кривой $u=u(n)$ лучше всего выявляются при построении графика $M = M(u)$, где $M = n/u$ — число оборотов ротора при единичной длине потока (1 м), проходящего через ротор.

График функции $u=u(n)$ и все характеристики гидрометрических вертушек устанавливаются в результате их градуирования.

Гидрометрические трубки. Действие гидрометрических трубок основано на связи между скоростью и давлением жидкости. Опустим в поток изогнутую под прямым углом трубку (рис. 2.17, а) таким образом, чтобы ось нижнего колена совпала с направлением местной скорости u , а отверстие трубки было направлено против течения жидкости. При движении невязкой жидкости уровень в трубке под влиянием скорости дол-

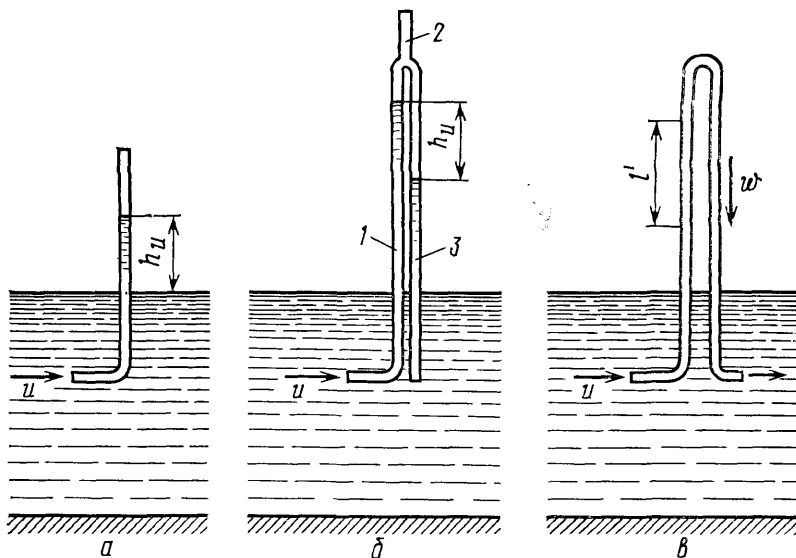


Рис. 2.17. Принципиальные схемы устройства гидрометрических трубок: *а* — Г. Пито; *б* — Г. Пито и Г. Дарси; *в* — А. И. Лосневского; 1 — динамическая трубка; 2 — трубка для отсоса воздуха; 3 — статическая трубка.

жен подняться на величину, равную скоростной высоте $u^2/2g$, а при движении вязкой жидкости — на величину $h_u = u^2/\varphi^2 m^2 2g$, откуда

$$u = \varphi_m \sqrt{2gh_u}, \quad (2.26)$$

где φ_m — опытный коэффициент, близкий к единице.

Зная h_u , по уравнению (2.26) находим скорость u .

Простейшая гидрометрическая трубка Г. Пито (рис. 2.17, *а*) неудобна, так как отсчет h_u приходится делать в непосредственной близости от воды. Г. Дарси предложил соединить в один прибор две трубки (рис. 2.17, *б*): динамическую (напорную) 1 и статическую (пьезометрическую) 3. Плоскость нижнего среза статической трубки параллельна направлению скорости u . Если понизить давление в обеих трубках отсосом воздуха через трубку 2, оба уровня — динамический и статический — поднимутся. Это удобно для их отсчета. Значение h_u при этом не изменится.

Динамическую и статическую трубки присоединяют при помощи резиновых шлангов (или иначе) к манометру, измеряющему h_u . А. И. Лосневский предложил полностью заполнить жидкостью динамическую и статическую трубки (рис. 2.17, *в*). В таком случае скоростной напор действует на всю заключенную в трубке жидкость и приводит ее в движение со скоростью w , зависящей от скорости u . Следовательно, измеряя скорость w на мерном участке длиной l' , можно определить u .

Т. В. Одилавадзе предложил конструкцию гидрометрической трубки, в которой регистрирующей частью является электронно-механический преобразователь.

Лазерный измеритель скорости движения жидкости. Принцип работы лазерных доплеровских измерителей скорости движения жидкости таков. Монохроматический (когерентный) луч лазера (оптического квантового генератора), имеющий одну частоту колебаний (или одну длину волны), направляется в точку потока, скорость которого необходимо измерить. В потоке имеются естественные частицы, а если их нет, вводят искусственно (мелкие частицы полистирола, суспензию фторопласта, алюминиевую пудру и др.), которые могут рассеивать падающий на них световой луч. Частицы настолько малы, что можно считать скорость их движения равной скорости движения жидкости в точке, в которой находится частица. Чтобы луч лазера от них отражался, размер частиц должен быть очень малым, порядка 10^{-3} мм. Отраженный или рассеянный частицами луч света попадает в приемник светового сигнала.

В этом процессе можно выделить два этапа. Первый этап — луч света от лазера попадает на движущуюся вместе с жидкостью частицу. В данном случае частица является приемником колебаний, и для нее падающий луч лазера имеет доплеровский сдвиг:

$$f'_d = -\vec{u} \vec{l}_0 / \lambda, \quad (2.27)$$

где λ — длина волны лазерного луча в жидкости; $\vec{u}$ — вектор скорости движения частицы в жидкости; $\vec{l}_0$ — единичный вектор в направлении прямого лазерного луча.

От движущейся частицы луч лазера (уже имеющий сдвиг частот f'_d) отражается и попадает на неподвижный приемник светового сигнала. Таким образом, движущаяся частица является как бы «приемником-ретранслятором». При этом происходит дополнительный сдвиг частот:

$$f''_d = \vec{u} \vec{l}_s / \lambda, \quad (2.28)$$

где $\vec{l}_s$ — единичный вектор в направлении рассеянного (отраженного) луча.

Следовательно, приемник светового сигнала воспримет отраженный луч с доплеровским сдвигом f_d , равным сумме сдвигов f'_d и f''_d , то есть

$$f_d = f'_d + f''_d = \vec{u} (\vec{l}_s - \vec{l}_0) / \lambda. \quad (2.29)$$

На рисунке 2.18 представлена одна из схем (метод опорного луча) лазерного доплеровского измерителя скорости движения жидкости. Монохроматический луч, излучаемый лазером 1, попадает в делительную призму 2, где он раздваивается на два параллельных луча 4 и 5. Попадая на линзу 6, лучи фокусируются

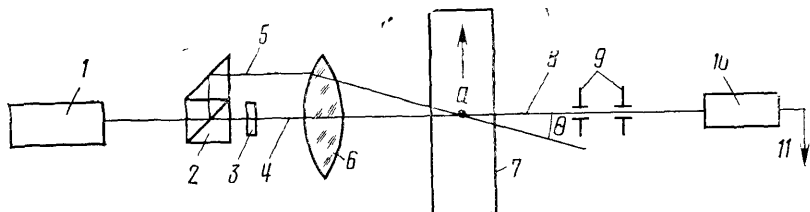


Рис. 2.18. Схема лазерного доплеровского измерителя скорости движения жидкости:

1 — лазер; 2 — делительная призма; 3 — нейтральный фильтр; 4 и 8 — опорные лучи; 5 — рабочий луч; 6 — линза; 7 — лоток (вид сверху); 9 — диафрагмы; 10 — фотоэлектроумножитель (ФЭУ); 11 — выход.

в точке потока a , скорость движения жидкости в которой необходимо определить. Жидкость движется в лотке 7 с прозрачными боковыми стенками (чтобы проходил лазерный луч). Луч 4 называется *опорным*, луч 5 — *рабочим*. Пересечение лучей в точке a создает малый объем, чувствительный к доплеровскому эффекту. Чтобы оптимизировать качество доплеровского сигнала, который проходит через диафрагмы 9 и воспринимается фотоэлектроумножителем (ФЭУ) 10, интенсивность опорного луча уменьшается с помощью нейтрального фильтра 3. В ФЭУ рассеянный луч с доплеровским сдвигом преобразуется в электрические импульсы.

Объем, в котором пересекаются лучи, порядка 10^{-3} мм. Частица в жидкости, попадающая в этот объем, является причиной доплеровского сдвига рабочего луча 5. Измеряемая компонента скорости в проекции на направление $(l_s - l_0)$ может быть определена из формулы (2.29). Так как модуль вектора

$$|\vec{l}_s - \vec{l}_0| = 2 \sin(\theta/2),$$

где θ — угол между опорным и рабочим лучами (рис. 2.18), то выражение (2.29) можно представить в скалярной форме:

$$f_d = [u 2 \sin(\theta/2)] \cos \alpha / \lambda,$$

где α — угол между вектором скорости $\vec{u}$ и направлением $(l_s - l_0)$; u — модуль скорости.

Из этой зависимости следует

$$u \cos \alpha = f_d \lambda / 2 \sin(\theta/2) = f_d \lambda_0 / 2n \sin(\theta/2), \quad (2.30)$$

где n — показатель преломления жидкости; λ_0 — длина волны лазерного луча в вакууме ($\lambda_0 = n\lambda$).

Величина f_d измеряется. Постоянные θ , λ_0 , n известны. Таким образом, этот способ дает возможность измерить компоненту скорости в направлении $(\vec{l}_s - \vec{l}_0)$.

На ФЭУ попадает амплитудно-модулированный оптический сигнал с частотой модуляции f_d . Поскольку при турбулентном режиме движения жидкости скорость в точке пульсирует, то фактический сигнал имеет спектр частот. На расширение спек-

ра сигнала влияют, кроме интенсивности турбулентности, такие факторы, как апертура оптической системы, время пролета частиц через объем измерения, градиент скорости в объеме измерения и др.

Объем измерения имеет форму эллипсоида вращения с большой полуосью вдоль опорного луча, равной 0,1...0,2 мм.

Так как для нахождения скорости необходимо измерить f_d , то оптический сигнал надо преобразовать в электрический и найти спектр его частот. Это осуществляется в электронной части установки. Оптический сигнал преобразуется в ФЭУ. Затем через согласующий катодный повторитель он поступает на спектроанализатор последовательного действия, который анализирует спектр сигнала во времени. Возможно также визуальное наблюдение спектра на его экране. Сигналы можно зарегистрировать самописцем, используя согласующий катодный повторитель.

Лазерные доплеровские измерители скорости движения жидкости имеют большие преимущества перед другими приборами: не вызывают никакого возмущения в потоке жидкости, не требуют тарировки, частота доплеровского сигнала линейно зависит от скорости, скорости можно измерять непосредственно вблизи поверхностей, ограничивающих поток (до 0,1 мм).

Электромагнитный измеритель скорости движения жидкости. Он основан на законе электромагнитной индукции. Электропроводная жидкость, обтекающая преобразователь (датчик) скорости, пересекает силовые линии магнитного поля, которое создается магнитной системой преобразователя. В жидкости, обтекающей датчик, возникает электрическое поле. Его напряженность пропорциональна скорости движения жидкости. Ниже приводится краткое описание электромагнитного измерителя скорости потока «Зонд», разработанного в научно-исследовательском институте «Теплоприбор». Его основные конструктивные элементы — блок преобразователя 1 и крыльчатка 8 (хвостовое оперение) (рис. 2.19). Блок имеет магнитную систему,

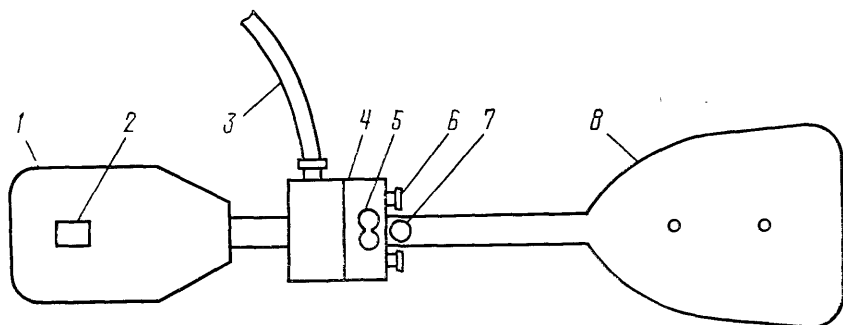


Рис. 2.19. Схема электромагнитного измерителя скорости движения жидкости «Зонд»;

1 — блок преобразователя; 2 — электрод; 3 — кабель; 4 — отверстие под штангу (подшипник); 5 — отверстие-указатель; 6 и 7 — винт; 8 — крыльчатка (хвостовое оперение).

состоящую из магнитопровода специальной формы и экранированной катушки возбуждения магнитного поля. Магнитная система закреплена на раме. На экране катушки возбуждения изолированно от экрана закреплены два электрода 2. Для предохранения магнитной системы от воздействия воды и придания блоку преобразователя обтекаемой формы магнитная система залита компаундом.

Электроды расположены заподлицо с внешней поверхностью блока. Преобразователь скорости подключается к преобразователю напряжения кабелем 3. Отверстие 4 предназначено для установки прибора на штанге или подшилнике (при работе на тресе). Положение прибора на штанге фиксируется указателем в сдвоенном отверстии 5. Винтами 6 и 7 крепятся соответственно прибор на штанге и крыльчатка 8 на корпусе прибора. Измеритель скорости «Зонд» предназначен для работы в открытых руслах (реках) и каналах мелиоративных систем. Диапазон измеряемых скоростей течения воды очень большой — от 0 до 10 м/с. Допускаемая основная погрешность, выраженная в процентах от диапазона измерений, составляет при небольших скоростях (до 0,5 м/с) $\pm 4,0$, а при больших скоростях $\pm 2,5$. Скорости течения воды определяются по показаниям индикаторного миллиамперметра, для чего градуируют измеритель скорости «Зонд». В полевых условиях градуирование проводится путем сравнения показаний гидрометрической вертушки и измерителя «Зонд».

2.3.3. Методика измерения скоростей течения воды

Существуют два способа измерения скоростей течения воды: *точечный и интеграционный*. Точечный способ заключается в измерении местных скоростей течения воды u в строго фиксированных точках потока. Эти точки называются *скоростными*. Интеграционным способом измеряется скорость, осредненная по какому-нибудь направлению: вертикальному, горизонтальному или косому. Например, если перемещать гидрометрическую вертушку в потоке вертикально, то можно определить непосредственно среднюю скорость на вертикали u_v . В идее поплавка-интегратора заложен интеграционный способ измерения u_v .

Вертикали, на которых измеряют местные скорости или непосредственно средние скорости u_v , называются *скоростными вертикалями*.

Число скоростных точек на отдельной скоростной вертикали и в целом в живом сечении должно быть достаточным для построения изотак. Расстояние между скоростными точками по мере приближения к границам потока (дну, нижней поверхности льда) должно уменьшаться в связи с увеличением градиентов скоростей. Местные скорости на вертикалях измеряют в 10, 6,5, 3,2 точках или в одной в зависимости от *рабочей глубины*

ны h скоростной вертикали, состояния водотока и размеров датчика измерителя скорости.

Под рабочей понимается глубина, измеренная непосредственно перед определением скоростей u . По ней устанавливают положение скоростных точек. Основным из многоточечных способов является пятиточечный, при котором скорости измеряют: у поверхности, на глубине $0,2h$, $0,6h$, $0,8h$ (считая от поверхности воды) и у дна. При наличии ледяного покрова или водной растительности прибавляют шестую точку — $0,4h$. Скорости в точках обозначают через $u_{\text{пов}}$, $u_{\text{дно}}$, $u_{0,2}$ и т. д. Пятиточечный способ обычно применяют при $h > 1,5$ м. При измерении скорости $u_{\text{пов}}$ ось вертушки устанавливается на $0,15$ м от поверхности воды, скорости $u_{\text{дно}}$ ось вертушки при работе со штанги устанавливается на расстоянии $0,15$ м от дна.

Для ускорения работ на реке или канале (при отсутствии водной растительности и льда) переходят на измерение скоростей в двух точках: на $0,2h$ и $0,8h$ или даже в одной точке — на $\eta_v h$. Через $\eta_v = y_v/h$ обозначено относительное положение точки на скоростной вертикали, считая от дна, в которой местная скорость равна средней скорости на вертикали, то есть $u = u_v$.

При h от $0,75$ до $1,5$ м применяют двухточечный способ, при $h < 0,75$ м — одноточечный. Глубину η_v находят, решая уравнения (2.8) и (2.12)

$$\frac{u}{u_v} = (1 + m) \eta_v^{1/m/m}.$$

При $u = u_v$ $\eta_v = \eta_v$, следовательно,

$$(1 + m) \eta_v^{1/m/m} = 1,$$

откуда

$$\eta_v = [m/(1 + m)]^m.$$

Подставив значение m из зависимости (2.14), получим формулу:

$$\eta_v = [kC_v^*/(1 + kC_v^*)]^{kC_v^*}. \quad (2.31)$$

По значениям C_v^* и k , полученным по формулам (2.16) и (2.31), высчитаны значения η_v , $C_v = C_v^* \sqrt{g}$.

При C_v от 25 до 60 м^{0,5}/с значение $\eta_v \approx 0,4$. Отсюда следует правило одноточечного измерения средней скорости на вертикали открытого потока: измеритель скорости необходимо помещать на расстоянии $0,4h$ от дна или $0,6h$ от поверхности потока ($1 - \eta_v = 0,6$).

При наличии водной растительности и под ледяным покровом при h от $1,0$ до $1,5$ м скорости измеряют в точках $0,15h$, $0,50h$, $0,85h$; при h от $0,75$ до $1,0$ м — в двух точках: $0,2h$ и $0,8h$.

Если скорости измерены в пяти стандартных точках на вертикали открытого потока без развитой растительности, то

$$u_v = 0,1 (u_{\text{пов}} + 3u_{0,2} + 3u_{0,6} + 2u_{0,8} + u_{\text{дно}}). \quad (2.32)$$

Для этих же условий в случае измерений скоростей в трех, двух и одной точках значения u_v рассчитывают по формулам:

$$u_v = 0,25 (u_{0,2} + 2u_{0,6} + u_{0,8}); \quad (2.33)$$

$$u_v = 0,5 (u_{0,2} + u_{0,8}); \quad (2.34)$$

$$u_v = u_{1-\eta_v}. \quad (2.35)$$

При $C_v \geq 25 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ $u_{1-\eta} = u_{0,6}$, следовательно,

$$u_v = u_{0,6}. \quad (2.36)$$

Для потока с развитой водной растительностью и для потока под ледяным покровом применяют формулы:

$$u_v = 0,1 (u_{\text{пов}} + 2u_{0,2} + 2u_{0,4} + 2u_{0,6} + 2u_{0,8} + u_{\text{дно}}); \quad (2.37)$$

$$u_v = \frac{1}{3} (u_{0,15} + u_{0,5} + u_{0,85}). \quad (2.38)$$

Формулу (2.34) применяют для потока под ледяным покровом.

Относительное положение точки η_v со средней скоростью на вертикали для потока под ледяным покровом зависит от соотношения шероховатости дна и нижней поверхности льда.

Продолжительность измерения t_0 местных скоростей u зависит от величины пульсации скорости. За стандартное значение в СССР принято $t_0 = 100 \text{ с}$ (при измерении скоростей вертушкой). При большой турбулентности (горные реки) и при измерении скоростей у дна (в особенности размываемого) выдержка $t_0 = 100 \text{ с}$ недостаточна для измерения скоростей с точностью 2%. Увеличение выдержки t_0 может достигать 10 мин.

Интеграционные способы измерения скоростей течения воды.

Различают интеграцию скоростей по вертикалям, горизонталям, по всему живому сечению. Эти способы требуют более сложного оборудования, но зато ускоряют процесс измерения скоростей. Вертушки должны подавать сигналы через один оборот лопастного винта и автоматически регистрировать их. Для определения момента достижения вертушкой дна штанга или груз должны иметь донные контакты.

Интеграция скоростей на вертикалях. Пусть вертушка с горизонтальной осью вращения равномерно перемещается по вертикали со скоростью $\omega = h/T$, где T — время перемещения вертушки по вертикали глубиной h .

Так как $dy = \omega dt$ и при $u > u_k$ $u = kn$, средняя скорость на вертикали равна

$$u_v = \frac{k}{h} \int_0^h n dy = \frac{k\omega}{h} \int_0^T n dt = \frac{k}{T} \int_0^T n dt.$$

Интеграл в последнем выражении есть суммарное число оборотов N лопастного винта за время T перемещения вертушки; поэтому

$$u_v = kN/T = \bar{k}\bar{n}, \quad (2.39)$$

где $\bar{n}$ — среднее число оборотов в секунду за время перемещения вертушки по вертикали.

Вследствие инерционности вертушек при их опускании в открытом потоке скорость завышается, при подъеме занижается. Поэтому при измерении скорости u_v в открытом потоке рекомендуется опустить и поднять вертушку на данной вертикали.

В интеграционных способах на лопастный винт действует равнодействующая из скоростей ω и u_n , образующая угол β с направлением оси штанговой вертушки, причем $\operatorname{tg} \beta = \omega/u_n$. Теоретически величина β для штанговых компонентных вертушек не имеет существенного значения, поскольку вертушка регистрирует лишь горизонтальную составляющую скорости u_n , то есть проекцию скорости на нормаль к живому сечению. В этом случае скорость ω может быть назначена из чисто технических соображений.

Тросовые вертушки под влиянием хвостового оперения устанавливаются по направлению равнодействующей скорости; поэтому необходимо или знать углы β для перехода от измеренных скоростей к скоростям u_n , или перемещать вертушку настолько медленно, чтобы влиянием угла β можно было пренебречь.

Интеграция скоростей по горизонталям. В каналах прямоугольной формы целесообразно перемещать несколько штанговых вертушек в горизонтальном направлении, что позволяет по данным одного перемещения найти среднюю скорость всего потока.

В потоках со сложным распределением глубин по ширине (реки и размываемые каналы) предпочтительна интеграция скоростей на свободной поверхности.

Интеграцию скоростей можно вести по поперечнику или косому галсу (способ В. Г. Глушкова).

При интеграции скоростей по поперечникам применяют гидрометрические вертушки с горизонтальной осью вращения, перемещаемые с постоянной поперечной скоростью, используя различные гидрометрические переправы (лодки). Это так называемый способ движущейся лодки.

Для интеграции поверхностных скоростей течения в реках во Всесоюзном научно-исследовательском институте транспортного строительства В. В. Невским и Ю. С. Смирновым была создана автоматизированная система, состоящая из гидрометрического акустического профилографа и электромагнитного измерителя скорости течения. В аппаратуру входят лазерные дальномеры для определения планового положения измерительной системы.

В результате измерений по ходу судна в гидрометрическом створе (с некоторыми неизбежными его смещениями вниз или вверх от створа) получается профиль поверхностных скоростей и глубин. По изложенной ниже методике подсчитывается расход воды.

Способ отличается высокой степенью автоматизации измерительного процесса, быстротой производства гидрометрических работ, что придает ему особую практическую ценность при резких повышениях и понижениях уровней воды. Технологией производства работ и комплектацией электронной аппаратуры назначается такая скорость движения судна, при которой электромагнитный датчик регистрирует скорости, нормальные к гидрометрическому створу.

При интеграции скоростей по косым галсам для измерения скоростей используют движущееся судно (лодку) — своего рода интеграционный поплавок. Среднюю поверхностную скорость $v_{\text{пов}}$ определяют по сносу лодку L при переправе с одного берега на другой за время T . Приблизительно $v_{\text{пов}} = L/T$. Угол переправы (угол между направлением течения и осью судна со стороны его носовой части) должен составлять $\alpha \approx 80^\circ$.

Ультразвуковой способ измерения скоростей водного потока. Существенным преимуществом отличается интеграционный ультразвуковой способ измерения скоростей течения воды. Он не требует традиционного громоздкого гидрометрического оборудования. Датчики, позволяющие посылать и принимать ультразвуковые импульсы, устанавливают под свободной поверхностью воды у берегов с некоторым смещением по длине потока (рис. 2.20). Угол между направлением потока и траекторией звукового импульса от 30 до 70° . Время t_1 прохождения звуковым импульсом расстояния L от A к B равно:

$$t_1 = \frac{L}{c + v_L}, \quad (2.40)$$

где c — скорость распространения звука в воде; $v_L = v_i \cos \alpha$ — проекция на направление L скорости потока v_i ; v_i — осредненная скорость по ширине потока при погружении датчиков под свободной поверхностью на величину l .

Время прохождения звуковыми импульсами расстояния L в обратном направлении (от B к A) равно:

$$t_2 = \frac{L}{c - v_L}. \quad (2.41)$$

Решая совместно эти уравнения, получаем

$$v_L = \frac{L}{2} \left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} \right). \quad (2.42)$$

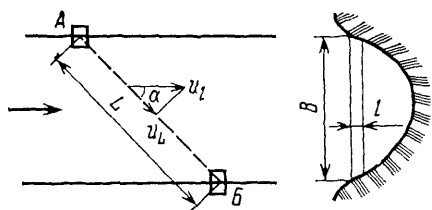


Рис. 2.20. Схема измерения средней скорости на горизонтали ультразвуковым способом.

или

$$v_l = \frac{L}{2 \cos \alpha} \left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} \right). \quad (2.43)$$

Так как

$$L = B / \sin \alpha,$$

то

$$v_l = \frac{B}{2 \sin \alpha \cos \alpha} \left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} \right), \quad (2.44)$$

где B — ширина потока.

Измерив скорости при различных значениях l и глубины потока, можно подсчитать среднюю скорость всего потока.

При технической реализации ультразвукового способа измерения скоростей течения воды различают способы разности частот и разности импульсов. В уравнении (2.43) $1/t_1 = n_1$, $1/t_2 = n_2$, где n — частота. Обозначая разность частот $\Delta n = n_1 - n_2$, получаем:

$$v_l = \Delta n L / 2 \cos \alpha. \quad (2.45)$$

Величина $t_2 - t_1 = \Delta t$ представляет разность времен прохождения звуковых импульсов. Подставляя значения по формулам (2.40) и (2.41), находим:

$$\Delta t = 2L v_L / (c^2 - v_L^2). \quad (2.46)$$

Учитывая, что $c \gg v_L$, из этой формулы получаем

$$v_L = \Delta t c^2 / (2L). \quad (2.47)$$

Определяя сумму времени прохождения звуковых импульсов и учитывая, что $c \gg v_L$, находим:

$$t_1 + t_2 = 2L/c,$$

откуда

$$(t_1 + t_2)/2 = t_{1-2} = L/c. \quad (2.48)$$

С учетом такого обозначения формулу (2.47) запишем в виде:

$$v_L = \Delta t L / (2t_{1-2}^2), \quad (2.49)$$

следовательно

$$v_l = \Delta t L / (2t_{1-2}^2 \cos \alpha). \quad (2.50)$$

На рисунке 2.20 показаны местные скорости u_l и u_L . Их надо отличать от средних скоростей v_l и v_L .

2.4. РАСХОДЫ ВОДЫ

2.4.1. Общие принципы определения расходов воды

Рассмотрим кинематический и геометрический смысл понятия расхода воды.

Если поперечное сечение потока расположено перпендикулярно к направлению скорости u , то есть оно совпадает с жи-

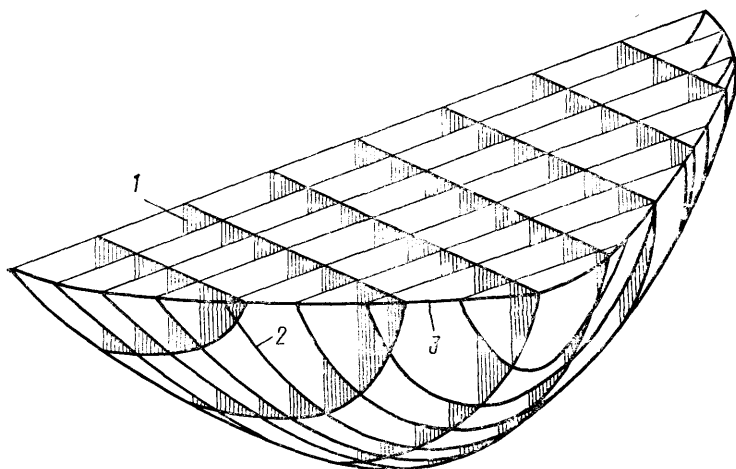


Рис. 2.21. Модель расхода жидкости:

1 — вертикальный профиль скоростей; 2 — изотакса; 3 — эпюра распределения поверхностных скоростей.

вым сечением потока,

$$Q = \int_0^{\omega} u d\omega. \quad (2.51)$$

Положив в основу методики определения расходов потока это выражение, нужно специально определять расположение живого сечения в потоке.

Выражение (2.51) можно записать в другом виде, учитывая, что $d\omega = dydb$ (рис. 2.7):

$$Q = \int_0^B \int_0^h u dydb = \int_0^B q db, \quad (2.52)$$

где q — расход на вертикали (первая производная расхода по ширине потока, то есть dQ/db).

Представим, что во всех точках живого сечения восстановлены перпендикуляры длиной u и через концы этих векторов проведена поверхность. Форма поверхности, выражаемая уравнением $u = u(y, b)$, зависит от распределения скоростей в потоке. Эта поверхность (рис. 2.21), живое сечение, свободная и смоченная поверхности (если донные скорости больше нуля) образуют в потоке жидкости объем, численно равный расходу Q , как это непосредственно следует из выражений (2.51) и (2.52). Такой объем называется *моделью расхода потока жидкости*. Следовательно, для непосредственного определения Q необходимо измерять кинематические и геометрические элементы потока.

Пересекая модель расхода вертикальными плоскостями, рас-

положенными по направлению течения, получаем профили скоростей $u = u(y)$, например 1 (рис. 2.21). Если плоскости располагать параллельно живому сечению, получим изотакхи, например 2. При пересечении модели расхода плоскостями, параллельными поверхности воды, получим распределение скоростей по ширине потока $u = u(b)$. При $y = h$ имеем эпюру распределения поверхностных скоростей 3. На рисунке 2.21 вертикальной штриховкой показаны площади, выражающие расходы воды на вертикалях q .

Способы определения расходов жидкости обусловлены главным образом формами ее движения и размером расходов. Они имеют следующую общую классификацию:

гидрометрические способы — все элементы, от которых зависит расход, получают путем непосредственных измерений, например, путем измерения времени наполнения проградированного резервуара, всех геометрических и кинематических элементов модели расхода;

гидравлические способы — непосредственно используются уравнения движения жидкости, например, по измеренному напору над водосливом можно рассчитать расход воды;

гидравлико-гидрометрические способы — совместно используются гидравлические и гидрометрические способы;

физические способы — используются явления теплообмена, электромагнетизма, ультразвука и пр.;

гидрологические способы — основаны на связи расходов воды с физико-географическими факторами бассейна реки. Они позволяют приблизительно (с точностью до 10...30%) рассчитать средние за длительный период и экстремальные расходы. Эти способы рассмотрены в части 3.

Для прямого потока живое сечение перпендикулярно к обтекающей стенок такого потока. В речном потоке направление течения изменяется по его ширине и, кроме того, зависит от уровня воды. Створ через водоток, перпендикулярный к среднему направлению течения воды, называется *гидрометрическим створом*. В нем измеряются расходы воды и проводятся другие виды гидрометрических работ.

На реках со сложным рельефом дна направление гидрометрического створа определяют по способу Н. Н. Жуковского. Для этого на участке проектируемой гидрологической станции в трех смежных створах измеряют скорости вертушками (по возможности одновременно на трех створах) на 6...10 вертикалях.

Более простой и вместе с тем более распространенный способ определения положения гидрометрического створа предусматривает измерение направления скоростей течения воды поверхностными поплавками. Траекторию поплавков наносят на план водотока. Затем по касательным к траекториям движения поплавков откладывают векторы скорости и способом силового многоугольника находят направление равнодействующей

(рис. 2.22). Траектории поплавков схематически проводят в виде ломаных линий, так как в этом случае касательные к ним можно построить более точно.

По углу с магистралью или азимуту, измеренному на плане, гидрометрический створ (ГС) выносят на местность и закрепляют столбами-реперами.

Необходимо обратить внимание на размер углов α между направлением течения на вертикалях и средним направлением. При $\alpha < 10^\circ$ предпочтительны измерения штанговыми вертушками. При α , равном $10 \dots 30^\circ$, и в случае применения тросовых вертушек необходимо измерять α для вычисления проекции скорости на нормаль к створу. При $\alpha > 30^\circ$ створ выбирают на новом месте.

Если средние направления течения в основном русле и в пойме отличаются более чем на 30° , гидрометрическому створу придают вид ломаной линии. Берег в пределах полосы шириной $5 \dots 10$ м выше и ниже гидрометрического створа очищают от кустарника и высокой водной растительности.

2.4.2. Определение расходов воды по местным скоростям и глубинам потока

Этот способ сокращенно называют способом скорости — площади. В состав работ по определению расходов в реках и каналах входят: описание состояния водотока, измерение уровней, глубин в гидрометрическом створе и скоростей течения, определение уклона поверхности воды. Уровни воды измеряют до начала и после окончания всех измерений. Быстро изменяющиеся уровни измеряют по ходу работ через равные интервалы времени, чтобы можно было составить детальный график $H = H(t)$, или в момент измерения скоростей на вертикалях. При выполнении работ на каналах и реках необходимо соблюдать правила по технике безопасности. В основном расположение скоростных вертикалей, а также скоростных точек на них должно обеспечивать построение изотак с одинаковой относительной ошибкой в пределах всего живого сечения. Этому требованию отвечает расположение вертикалей на резких переломах смоченного периметра.

Запроектированные скоростные вертикали показывают на профиле в гидрометрическом створе и нумеруют (см. рис. 2.7).

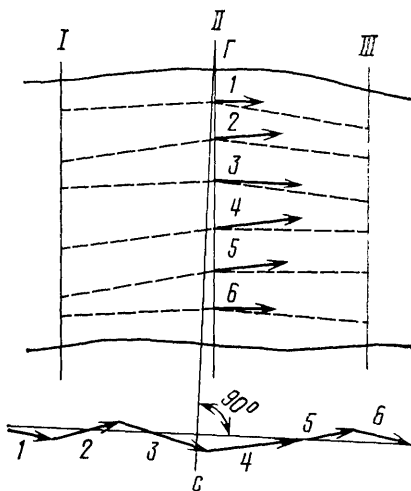


Рис. 2.22. Определение направления гидрометрического створа.

Расстояния от скоростных вертикалей до постоянного начала закрепляют марками на тросе, натянутом через реку, или метками на настиле моста. При ширине реки $B > 300$ м использовать размеченный трос трудно, поэтому положение вертикалей фиксируют геодезическими методами.

Гидрометрический створ оборудуют техническими средствами, позволяющими быстро и с необходимой точностью проводить гидрометрические работы при любых уровнях и состояниях водотока. Нарушения, вызываемые в кинематике потока введением в него различных конструкций, должны быть минимальными. Для выполнения гидрометрических работ на реках и каналах устраивают *гидрометрические переправы*: гидрометрические мосты, люлочные, паромные, лодочные переправы и дистанционные гидрометрические установки. Гидрометрические переправы должны гарантировать безопасность работ.

Тип переправы обуславливается шириной реки $B_{\max}$ по гидроствору при наивысшем уровне $H_{\max}$ с запасом на незатопляемость 0,5 м по высоте. Желательно применять конструкции без промежуточных опор (однопролетные), особенно в средней части русла реки.

Дистанционные гидрометрические установки считаются наиболее совершенными из переправ. Тросовая вертушка в таких установках перемещается по несущему тросу и устанавливается в нужной точке потока. Движением вертушки управляют с берега. Одновременно фиксируется положение скоростных вертикалей и точек на них. На берегу находится пульт управления с механизмами и аппаратурой для регистрации показаний вертушки. С помощью дистанционных гидрометрических установок можно выполнять все основные гидрометрические работы: измерять глубину и скорости (точечным и интеграционным способами), брать пробы воды для определения содержания в ней наносов и для химического анализа.

Кроме того, на средних и больших реках широко используют моторные лодки и катера, специально оборудованные гидрометрическими инструментами.

Расчеты расходов воды по измеренным скоростям и глубинам. Рассмотрим сначала графические способы как более наглядные и точные.

При расчете Q по профилям скоростей $u = u(y)$ используют общие выражения для расхода воды (2.52). В первую очередь строят профиль живого сечения, на котором обозначают флажками скоростные вертикали (см. рис. 2.7), а при наличии ледовых явлений — погруженный лед и шугу. На этом же чертеже строят профили скоростей $u = u(y)$, например на вертикали 5. Масштаб глубин на них и на профиле живого сечения должен быть одинаковым. Далее площади профилей скоростей дважды планиметрируют (допустимое расхождение не более 2%) и в результате получают расходы воды на скоростных вертикалях q , а из них средние скорости на вертикалях $u_v = q/h$. При

вычислении цены деления планиметра учитывают масштабы h и u в виде произведения. Затем строят эпюру $u_b = u_b(b)$, называемую *эпюрой распределения средних на вертикалях скоростей* по ширине потока, откладывая u_b вверх от линии уровня воды. С эпюры снимают значения u_b для каждой промерной вертикали. Умножая эти скорости на рабочие глубины, получаем q на промерных вертикалях. Откладывая q вверх от поверхности воды и проводя плавную кривую, строим эпюру распределения расходов на вертикалях по ширине потока $q = q(b)$. Площадь этой эпюры, также определяемая планиметром, численно равна расходу Q .

При расчете Q по изотаксам формула расхода воды имеет вид:

$$Q = \int_0^{\omega} u d\omega_u, \quad (2.53)$$

где $d\omega_u$ — площадь между смежными изотаксами.

Для графического решения интеграла (2.53) на профиле живого сечения предварительно нужно построить изотаксы (см. рис. 2.7). Рядом со скоростными точками должны быть заранее выписаны местные скорости. Чтобы точнее определить сопряжение изотакс с поверхностью воды и дна, строят эпюры распределения донных (u_d) и поверхностных скоростей по ширине потока.

Изотаксы проводят через 0,05; 0,10; 0,20 и 0,50 м/с, в зависимости от наибольшей скорости. Затем планиметрированием определяют площади, ограниченные изотаксами ω_u , и по величинам u и ω_u строят тахиграфическую кривую (см. рис. 2.8). Площадь, ограниченная этой кривой, численно равна расходу воды. Графический способ расчета применяют при детальном измерении расхода воды и во всех случаях сложного поля скоростей (под мостами с несколькими пролетами, в зашугованных руслах, при выходе потока на пойму и др.).

Рассмотрим некоторые аналитические способы расчета расхода воды. Для этого аппроксимируем интеграл (2.51). В соответствии с рисунком 2.21 выражение (2.51) можно представить в виде многочлена:

$$Q = ku_{b,1}\omega_1 + \frac{u_{b,1} + u_{b,2}}{2}\omega_2 + \dots + \frac{u_{b,n-1} + u_{b,n}}{2}\omega_n + ku_{b,n}\omega_{n+1}, \quad (2.54)$$

где $u_{b,1}, u_{b,2}, \dots, u_{b,n}$ — средние скорости на вертикалях, рассчитанные по формулам; $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_{n+1}$ — площади водного сечения между вертикалями, принимаемые за трапеции; k — коэффициент для скоростей на прибрежных вертикалях, принимаемый равным 0,7 при пологом берегу с $h=0$ на урезе, 0,8 при обрывистом берегу реки или неровной стенке канала, 0,9 при гладкой бетонной стенке канала.

Выражение (2.52) аппроксимируется в виде:

$$Q = kq_1b_1 + \frac{q_1 + q_2}{2} b_2 + \dots + \frac{q_{n-1} + q_n}{2} b_n + kq_nb_{n+1}, \quad (2.55)$$

где $q_1, q_2, \dots, q_n$ — расходы воды на вертикалях; $b_1, b_2, \dots, b_{n+1}$ — расстояние между вертикалями (рис. 2.7).

Расходы на вертикалях вычисляют по формуле $q = u_v h$, а u_v — по формулам, приведенным в разделе 2.3.3. Для береговых вертикалей введен тот же поправочный коэффициент k , что и в зависимости (2.54).

Для каждого расхода воды, измеренного в реке (канале), должен быть указан уровень, соответствующий данному расходу, называемый *расчетным* H_p . При незначительном изменении уровней во время измерения Q величины H_p принимают как среднеарифметическое из уровней до и после измерения расхода. Если изменение уровня достигает 5...10% от преобладающей в гидростворе глубины, то H_p вычисляют по формулам:

при равномерном распределении скоростных вертикалей по ширине водотока

$$H_p = (q_1H_1 + q_2H_2 + \dots + q_nH_n) / \Sigma q; \quad (2.56)$$

при неравномерном распределении скоростных вертикалей, когда относительные расхождения в расстояниях между ними превышают 25%,

$$H_p = (q_1b_1H_1 + q_2b_2H_2 + \dots + q_nb_nH_n) / \Sigma qb, \quad (2.57)$$

где H и q — уровни и расходы на скоростных вертикалях; b — частичная ширина реки, ограниченная вертикалями, располагаемыми на половине расстояния между скоростными вертикалями.

Существует международный стандарт «Измерение жидкого стока в руслах. Определение расхода методами исследования поля скоростей. ИСО 748—73». Наиболее существенные различия в методике гидрометрических работ в СССР и в этом стандарте относятся к способу скорости — площади с измерением поверхностных скоростей. В СССР скорости, измеренные поплавками, относят к среднему створу и фиктивный расход вычисляют с использованием глубин в этом же створе. Полученный фиктивный расход умножают на коэффициент $K_1 < 1$.

Формула для расчета точности определения расходов воды. Установить точность определения расхода воды наиболее достоверно можно сопоставлением данного способа с объемным. Применительно к рекам методика не может быть использована (кроме небольших ручьев). Сделав последовательно серию измерений при неизменяющихся условиях движения потока, подсчитывают среднеквадратическое отклонение расхода и делят на расход. В результате получается относительное среднеквадратическое отклонение расхода, принимаемое за ошибку определения расхода. Предположим, что измерен только один

расход способом скорость—площадь. Требуется определить его точность при известных точностях измерения кинематических и геометрических элементов потока. В этом случае необходимо иметь формулу для точности расхода. Вид формулы зависит от способа аппроксимации общих выражений объема модели расхода воды. Исходя из уравнения (2.55) и применяя правило нахождения среднеквадратической ошибки функции, Г. В. Железников и Б. Б. Данилевич предложили формулу:

$$\tilde{\sigma}_Q = \frac{b}{Q} \left[\sum_{i=1}^{i=n} q_i^2 (\tilde{\sigma}_{u_B}^2 + \tilde{\sigma}_h^2) + \left(\sum_{i=1}^{i=n} q_i \right)^2 \tilde{\sigma}_B^2 \right]^{1/2}, \quad (2.58)$$

где $\tilde{\sigma}_Q$, $\tilde{\sigma}_{u_B}$, $\tilde{\sigma}_h$, $\tilde{\sigma}_B$ — соответственно относительные среднеквадратические ошибки расхода, средней скорости на вертикали, глубины и расстояния между скоростными вертикалями; n — число скоростных вертикалей; q_i — расход воды на вертикали; b — расстояние между вертикалями (если оно разное, то можно принять среднее).

Автоматизация измерений и вычислений расходов воды.

Комплекс приборов и программ для автоматизации измерений и вычислений расходов воды по способу скорости—площади был создан в Центральном научно-исследовательском институте комплексного использования водных ресурсов. Опыт применения приборов на мелиоративных системах подтвердил их эффективность. В комплекс входят: полуавтоматическая штанга (рис. 2.23), пять гидрометрических вертушек с диаметром лопастного винта 15...40 мм, счетно-импульсный блок и программа для вычислений на ЭВМ результатов измерений. Штанга с делениями предназначена для полуавтоматической установки гидрометрических вертушек 4, чтобы измерять скорости в пяти точках. На штанге смонтированы приводной четырехступенчатый барабан 1 и четыре вертушки на гибких нитях 2. Пятая вертушка закреплена постоянно внизу и предназначена для измерения придонной скорости. Для регистрации числа оборотов винта вертушек использован однополюсный способ формирования импульсов. Расстановка гидрометрических вертушек дости-

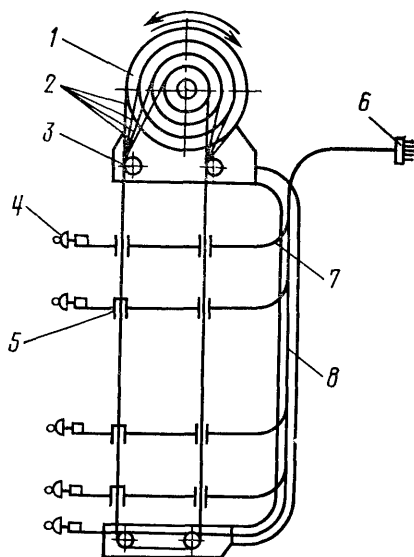


Рис. 2.23. Схема полуавтоматической штанги с гидрометрическими вертушками:

1 — приводной барабан; 2 — гибкие нити; 3 — направляющие; 4 — гидрометрические вертушки; 5 — соединительные звенья; 6 — штеккерный разъем; 7 — провод датчика; 8 — стойка.

гается вращением барабана. При этом верхняя вертушка подводится под уровень воды, а три других автоматически устанавливаются в относительное положение 0,2; 0,6; 0,8 под уровень. Счетно-импульсный блок усиливает и регистрирует импульсы посредством пятиканального самонастраивающегося усилителя на интегральных схемах, пяти электромеханических счетчиков МЭС-54, электронного реле времени, блока питания. Скорости измеряются в широком диапазоне (0,03...4,0 м/с) благодаря применению делителя частоты импульсов. Диапазон глубин потока до 4 м. Программы вычисления скоростей и расходов воды составлены на языке «Фортран» и реализуются на ЭВМ ЕС-1020 или «Минск-22». В ходе расчетов учитывается кривизна эпюр скоростей на вертикалях и эпюры распределения средних скоростей на вертикалях по ширине потока. В результате счета на АЦПУ печатаются исходные данные, скорости, площадь живого сечения и расход воды.

2.4.3. Определение расходов воды аэрогидрометрическим методом

Возможность измерений с самолета таких характеристик потока, как его глубина, скорость и расход воды, — большое достижение науки в данной области.

Существуют две методики определения глубин.

1. С применением буйковой системы, состоящей из груза (якоря), к которому прикреплены на прочных нитях различной длины два буя. Буйковая система, сброшенная с самолета, погружается на дно потока. Оба буя всплывают на поверхность воды и удерживаются нитями на некотором расстоянии один от другого.

На рисунке 2.24 показаны положение якоря на дне потока, два буя на поверхности воды и соответственно две нити с известными длинами L_1 и L_2 . Расстояние l_1 или l_2 определяет положение вертикали, на которой измеряется глубина потока h ; $l_2 - l_1 = l$ — расстояние между буями. Решая треугольники 1 2 3 и 1 2 4, получаем

$$h = \frac{1}{2l} \sqrt{4L_1^2 L_2^2 - (L_1^2 + L_2^2 - l^2)^2}. \quad (2.59)$$

Определив l с помощью аэрофотосъемки, по этой формуле находят глубину. Расстояния l_1 и l_2 соответственно равны:

$$l_1 = \sqrt{L_1^2 - h^2}; \quad l_2 = \sqrt{L_2^2 - h^2}.$$

Желательно, чтобы параметры буйковой системы были $L_2/L_1 = 2...3$, $h/L_1 > 1$. Практически значения h/L_1 не превышают 1,5. Буи должны всегда находиться над поверхностью воды, то есть они должны иметь достаточный запас плавучести и при наибольших скоростях течения воды. Среднеквадратическая по-

грешность измерения глубин этим способом, по данным В. Г. Здановича и Ю. Д. Шарикова, составляет 8...10%.

2. По расходу на вертикали q , измеренному поплавком-интегратором. Расстояние, на котором всплывает поплавок-интегратор от места его выпуска, определяется аэрофотосъемкой.

Расход на вертикали, как это следует из теории поплавка-интегратора (см. 2.19),

$$q = \omega l = u_v h.$$

Среднюю скорость на вертикали представим как $u_v = Ku_{\max}$, где $u_{\max}$ — скорость на свободной поверхности воды; коэффициент $K < 1$ определяют так, как изложено ниже. Следовательно,

$$\omega l = Ku_{\max} h,$$

откуда

$$h = \omega l / Ku_{\max}. \quad (2.60)$$

Скорость всплывания поплавка-интегратора известна (ее заранее находят опытным путем), l и $u_{\max}$ определяют с помощью аэрофотосъемки.

Скорости течения и расходы воды могут быть определены тремя способами.

1. Измерения кинематики потока на его свободной поверхности аэрометодами. Глубины измеряются наземными средствами.

2. Измерения кинематики потока на его свободной поверхности аэрометодами. Глубины измеряются также аэрометодами (с применением буйковых систем).

3. Измерения с самолета расходов воды на вертикалях (интеграционным способом).

Первый способ особенно эффективен при гидрометрических работах на больших реках на участках значительной протяженности. Его точность существенно повышается при надлежащем гидравлическом обосновании. Сущность его заключается в последовательном фотографировании с самолета или вертолета перемещающихся поплавков (маркирующих предметов). Аэрофотосъемку выполняют так, чтобы на снимках получилось изображение берегов и неподвижных контурных точек. Продольное перекрытие между снимками должно составлять около 60%. На рисунке 2.25 схематически изображены два перекрывающихся аэрофотоснимка. Один из них сделан в момент времени t_1 , другой — в следующий момент t_2 . Следовательно, раз-

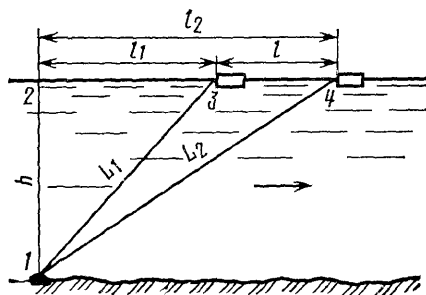


Рис. 2.24. Схема определения глубины потока с помощью буйковой системы.

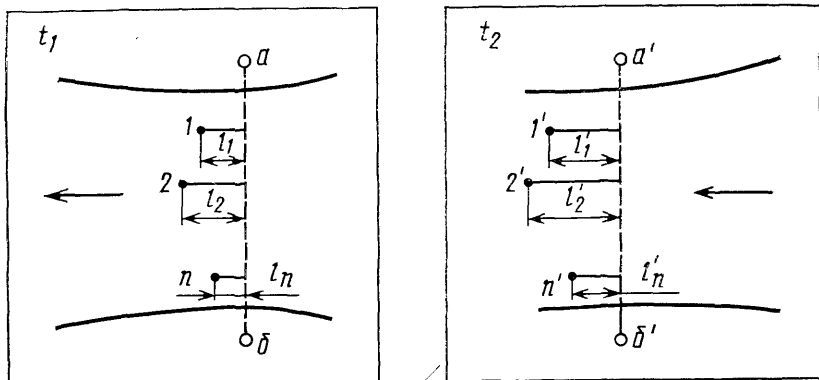


Рис. 2.25. Схема определения скоростей и направления течения с помощью аэрофотосъемки.

ность $t_2 - t_1 = \Delta t$ представляет интервал времени между экспозициями. За время Δt изображение поплавков (1, 2, ..., n на левом снимке; 1', 2', ..., n' на правом снимке) под влиянием течения воды сместится. Смещение поплавков составит

$$l'_1 - l_1 = \Delta l_1; \quad l'_2 - l_2 = \Delta l_2, \dots, l'_n - l_n = \Delta l_n.$$

Значения l отсчитываются от линии, проходящей через контурные точки a и b (a' и b'), находящиеся вблизи уреза воды. Эта линия должна быть перпендикулярна к направлению движения потока. Скорость движения поплавка $u_{\max} = \Delta l m / \Delta t$, где m — знаменатель масштаба аэрофотосъемки, равный отношению высоты полета H к фокусному расстоянию аэрофотокамеры f . Следовательно,

$$u_{\max} = \Delta l H / (\Delta t f). \quad (2.61)$$

Высоту измеряют при помощи радиовысотомера с погрешностью, не превышающей 2...3 м. Время Δt определяют с точностью до 0,1 с. Последовательное фотографирование изучаемого участка реки с самолета позволяет по смещению соответственных точек 1 и 1' 2 и 2', ..., n и n' построить план течений, так как линии перемещения указанных точек являются траекториями движения поверхностных поплавков.

Для маркировки поверхности воды применяются поплавки, выпускаемые с судна, листы белой бумаги, сбрасываемые с самолета, льдины во время ледохода, пятна машинного масла, сброшенного с самолета в стеклянных ампулах.

В методах аэрогидрометрических исследований, разработанных в ГГИ, в качестве негативного материала при аэрофотосъемке поплавков применяется изоортохроматическая фотопленка. Она чувствительна к зеленой части спектра. Это позволяет снимать ураниновые поплавки, образующие на водной поверхности зеленые шлейфы.

При обработке снимков значение Δl , входящее в формулу (2.61), можно определить стереоскопическим способом.

По результатам аэрогидрометрических работ строят планы поверхностных течений, на которых расстояния между точками на траекториях соответствуют пути поплавков (льдин), пройденному за время Δt . По таким данным вычисляют скорости в любом створе. Их изображают в виде векторов или эпюр поверхностных скоростей.

Третий способ (измерение расходов воды на вертикалях) основан на использовании уравнения (2.19). При этом могут быть реализованы три технологических приема в зависимости от типа поплавков-интеграторов. При использовании обычного поплавка-интегратора (см. рис. 2.10) и поплавок с двойным интегрированием (см. рис. 2.11) необходимо определять аэрометодами положение точки приводнения интегрирующего устройства (погружающегося поплавка) и место выхода на поверхность потока всплывающих поплавков (интегрирующей жидкости). При использовании двойных поплавков с разными скоростями их всплытия из одной точки дна (см. рис. 2.12) не определяют положение точки приводнения интегрирующего устройства. Необходимо определить только расстояние между точками всплытия поплавков (способ разностного интегрирования). Применение жидкостных поплавков-интеграторов по обычной схеме (см. рис. 2.10) с измерением их выходов на поверхность воды аэрометодами позволяет определять расходы воды с точностью $\pm 5...6\%$.

Оценка точности аэрогидрометрического метода с измерением поверхностных скоростей выполнена И. Г. Шумковым. При масштабе аэрофотоъемки 1 : 5 000, скорости течения воды 1...2 м/с, скорости ветра 2...3 м/с, примерно симметричном распределении скоростей и глубин относительно центра аэрофотоъемки среднеквадратическая погрешность определения расходов в основном русле составляет 5...6%. При соблюдении этих же условий, но для поймы при скоростях 0,1...0,5 м/с погрешность возрастает до 10...12%.

2.4.4. Гидравлическое обоснование аэрогидрометрического метода определения расходов воды

Средняя скорость u_b на вертикали выражается формулой (2.10), поэтому расход воды всего потока равен:

$$Q = \int_0^B u_b h db = \int_0^B h \left(u_{\max} - \frac{u_*}{k} \right) db. \quad (2.62)$$

Учитывая, что $hu_{\max} = q_f$, где q_f — фиктивный расход воды на вертикали, и $u_* = \sqrt{ghJ}$, найдем

$$Q = Q_{\Phi} - \frac{\sqrt{gI}}{k} \int_0^B h \sqrt{b} db. \quad (2.63)$$

$$\text{В этом выражении } Q_{\Phi} = \int_0^B q_{\Phi} db,$$

где Q_{Φ} — фиктивный расход воды, вычисляемый по измеренным поверхностным скоростям течения воды $u_{\max}$ и глубинам h ; Q_{Φ} равен площади, ограниченной эпюрой $q_{\Phi} = q_{\Phi}(b)$ и водной поверхностью (см. рис. 2.7).

Так как динамический расход воды $Q_* = \omega \sqrt{gh_{\text{ср}} I} = \omega v_*$, представим уравнение (2.63) в виде:

$$Q = Q_{\Phi} - \beta_* Q_*/k, \quad (2.64)$$

где β_* — параметр, учитывающий неравномерность распределения глубины по ширине потока;

$$\beta_* = \frac{1}{\omega \sqrt{h_{\text{ср}}}} \int_0^B h^{3/2} db \quad (2.65)$$

В дальнейшем будем называть β_* *параметром формы живого сечения*. При одинаковых по ширине потока глубинах $\beta_* = 1$. В общем случае $\beta_* > 1$.

В формуле (2.64) параметр k для всего потока определяется по формуле:

$$k = \sqrt{g}/C_*, \quad (2.66)$$

где

$$C_* = \frac{\sqrt{g} + C}{2,3 + 0,3C/\sqrt{g}}. \quad (2.67)$$

Эти формулы представляют иную запись формулы (2.16), более удобную для решения данной задачи.

С учетом формулы (2.66) выражение (2.64) запишем в виде:

$$Q = Q_{\Phi} - \beta_* C_* Q_*/\sqrt{g}. \quad (2.68)$$

Выражение (2.68) называется *первым уравнением гидравлико-гидрометрического способа*.

Вторым будет уравнение относительного дефицита средней скорости потока:

$$(v_{\max} - v)/v_* = C_*/\sqrt{g} + C/C_0, \quad (2.69)$$

где C_0 — некоторое нижнее значение коэффициента Шези. В среднем $C_0 = 9,1 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$.

Решая уравнения (2.68) и (2.69), получаем третью формулу гидравлико-гидрометрического способа:

$$Q = (p_* Q_{\Phi} - \omega v_{\max})/(p_* - 1); \quad (2.70)$$

$$p_* = \frac{1}{\beta_*} \left(1 + \frac{\sqrt{g}}{C_*} \frac{C}{C_0} \right). \quad (2.71)$$

Параметр формы β_* любого сечения потока определяют построением эпюры $h^{3/2}(b)$. Разделив площадь, ограниченную этой эпюрой и линией водной поверхности, на $\omega\sqrt{h_{\text{ср}}}$, находят β_* .

Значения β_* для полигональных и правильных криволинейных профилей подсчитаны теоретически.

Введем в рассмотрение коэффициенты $K_1 = Q/Q_{\text{ф}} = v/v_{\text{пов}}$, где $v_{\text{пов}} = Q_{\text{ф}}/\omega$ — средняя поверхностная скорость потока, $K_2 = v/v_{\text{мах}}$, при этом выполняется неравенство $K_1 > K_2$.

Методика определения $v_{\text{пов}}$ изложена в разделе 2.3.1. Поплавки желательно пускать таким образом, чтобы они группировались по два-три в пяти—восьми местах по ширине реки.

Предварительно в среднем створе строят сглаженную кривую изменения продолжительности хода поплавков, по которой отсчитывают время для подсчета скоростей в точках промерных вертикалей. Очевидно, что скорость $v_{\text{пов}}$ может быть измерена путем интегриации поверхностных скоростей по ширине потока. При измерении только $v_{\text{мах}}$ нужно пустить 5...10 поплавков по стрежню реки и принять в расчет среднюю скорость по трем поплавкам с наименьшей продолжительностью их движения между створами.

С учетом коэффициентов K_1 и K_2 формулы для расхода примут вид:

при измерении распределения скоростей по ширине потока

$$Q = K_1 \omega v_{\text{пов}} = K_1 Q_{\text{ф}}; \quad (2.72)$$

при измерении максимальной скорости

$$Q = K_2 \omega v_{\text{мах}}. \quad (2.73)$$

На практике могут встретиться различные возможности применения гидравлико-гидрометрического способа.

1. Известны $v_{\text{пов}}$ и коэффициент шероховатости, в зависимости от которого вычисляют коэффициент Шези C . Коэффициент K_1 рассчитывают по формуле, полученной из зависимости (2.68) при $v_* = \sqrt{g}v/C$,

$$K_1 = C/(C + \beta_* C_*). \quad (2.74)$$

Подставляя в формулу (2.74) C_* , вычисленную по выражению (2.67), получаем

$$K_1 = \frac{(2,3 \sqrt{g} + 0,3C) C}{[(2,3 + \beta_*) \sqrt{g} + 0,3C] C + \beta_* g}. \quad (2.75)$$

При $\beta_* = 1$

$$K_1 = \frac{(2,3 \sqrt{g} + 0,3C) C}{(3,3 \sqrt{g} + 0,3C) C + g}. \quad (2.76)$$

2. Известны $v_{\text{мах}}$ и коэффициент шероховатости. Коэффициент K_2 рассчитывают по формуле, полученной из зависимости (2.69),

$$K_2 = C/(1,34C + C_*). \quad (2.77)$$

Подставляя в формулу (2.77) C_* , вычисленную по выражению (2.67), получаем

$$K_2 = \frac{(2,3 \sqrt{g} + 0,3C) C}{(4,1 \sqrt{g} + 0,4C) C + g}. \quad (2.78)$$

При $p_* \approx 3$.

$$Q = 0,5 (3Q_\Phi - \omega v_{\max}), \quad (2.79)$$

или

$$v = 0,5 (3v_{\text{пов}} - v_{\max}). \quad (2.80)$$

Точность определения расходов гидравлично-гидрометрическим способом ниже, чем при измерении скоростей вертушками во всем живом сечении. При дальнейшем понижении точности определения расходов, например при рекогносцировочных обследованиях рек, принимают средние значения $K_1 = 0,85$ и $K_2 = 0,65$.

Если поверхностные скорости измеряли в ветреную погоду, то коэффициент K_1 должен быть скорректирован. При ветре по течению поверхностная скорость $v_{\text{пов}}$ увеличивается, а коэффициент K_1 уменьшается; при ветре против течения значение $v_{\text{пов}}$ уменьшается, а коэффициент K_1 увеличивается. По опытным данным поправки ΔK_1 к коэффициенту K_1 определяют по таблице 2.1.

2.1. Поправки ΔK_1 к коэффициенту K_1

Ветер по течению, м/с	ΔK_1 , %	Ветер против течения, м/с	ΔK_1 , %
1,0	1,0	1,0	1,0
2,0	3,1	2,0	1,8
3,0	4,0	3,0	3,3
4,0	6,0	4,0	3,5
5,0	8,0	5,0	4,0

Поправка ΔK_1 принимается положительной, если ветер направлен против течения, и отрицательной при ветре по течению воды. При косом направлении ветра по отношению к направлению потока предварительно вычисляют проекцию скорости ветра на нормаль к гидрометрическому створу.

Доказано теоретически, что скорость плывущего тела (поплавка) больше, чем соответствующая скорость потока в пределах погружения поплавка. Легкие поплавки с большим коэффициентом сопротивления, большим миделевым сечением подводной части поплавок и при малых уклонах поверхности воды могут применяться без введения поправок на скорость обгона. Льдины используют для маркировки поверхности воды по следующим причинам: невозможность применения других средств маркировки во время ледохода, хорошая дешифрируемость льдин на аэроснимках, сравнительно равномерное распределе-

ние льдин по всей ширине реки. При этом не должно быть стесненного движения льдин, при котором скорости движения льдин снижаются. Поэтому аэро съемку следует делать во время среднего или редкого ледохода. Принято считать, что скорости движения льдин равны или несколько больше поверхностных скоростей. Однако эксперимент Я. И. Марусенко показал, что скорости льдин меньше поверхностных скоростей потока. При эксперименте к нижней части льдин прикреплялись мешочки из марли, наполненные кристаллами краски (перманганата калия). Затем делались наблюдения за шлейфами окрашенной воды вокруг льдин. Оказалось, что шлейфы образовались на фронтальных частях льдин, обтекание льдин начиналось с их тыловой части, что возможно, если скорость движения воды больше скорости льдин. Это послужило основанием для проведения серии сопоставительных экспериментов по определению соотношения между скоростями льдин $v_{\text{л}}$ и поверхностными скоростями потока $v_{\text{пов}}$. По данным Я. И. Марусенко, это отношение находится в пределах 0,32...1,00 и зависит от толщины льда и глубины потока. Чем меньше расстояние от дна потока до нижней поверхности льда (рабочая глубина), тем меньше $v_{\text{л}}/v_{\text{пов}}$, то есть сказывается влияние дна. Поэтому можно предположить, что на больших реках это отношение будет приближаться к единице.

2.4.5. Определение расходов воды способом смешения

Предположим, в поток, расход которого нужно определить, вводится раствор вещества, обладающего известными (заданными) физическими или химическими свойствами. Поток может не иметь этих свойств или же иметь их в слабовыраженной форме. Можно вводить раствор какого-нибудь химического или красящего вещества, радиоактивные изотопы. Вещество известной концентрации, пройдя вместе с потоком некоторое расстояние, понизит вследствие перемешивания свою начальную концентрацию. Степень понижения концентрации зависит от расхода воды, поэтому уменьшение концентрации вещества и является критерием расхода водотока. Слияние двух потоков с разными температурами или концентрациями насосов относится к явлениям этой же категории.

Определение расходов воды способом смешения основано на турбулентности потока.

Вещество или его раствор, используемые для определения расхода, можно назвать *измерительным веществом*. Сечение (створ) водотока, в которое вводят измерительное вещество, называют *пусковым*, а створ ниже по течению, в котором определяют концентрацию вещества, — *измерительным*. Расстояние между створами должно обеспечить хорошее перемешивание измерительного вещества с потоком. Основное уравнение спосо-

ба смешения выводится из условия: расход вещества в пусковом створе должен быть равен его расходу в измерительном створе. Обозначив расход раствора через Q_p (в тех же единицах, что и расход водотока Q), запишем уравнение баланса вещества:

$$Q_p C_1 + Q C_0 = (Q_p + Q) C_2,$$

где C_1 — концентрация вещества в растворе, то есть его содержание в единице объема; C_0 — концентрация того же вещества в потоке, то есть в естественном состоянии; C_2 — концентрация того же вещества в измерительном створе.

Отсюда

$$Q = (C_1 - C_2) Q_p / (C_2 - C_0). \quad (2.81)$$

Если поток не содержит измерительного вещества или содержит его в весьма незначительных количествах, то $C_0 = 0$ и формула (2.81) принимает вид:

$$Q = (C_1 / C_2 - 1) Q_p. \quad (2.82)$$

Если расход раствора по отношению к расходу водотока мал, а именно $Q_p / Q \leq 2\%$, то в правой части уравнения баланса можно принять $Q_p = 0$. Тогда $Q_p C_1 + Q C_0 = Q C_2$. Отсюда

$$Q = C_1 Q_p / (C_2 - C_0). \quad (2.83)$$

При малых C_0 и Q_p $Q_p C_1 = Q C_2$. Тогда

$$Q = C_1 Q_p / C_2. \quad (2.84)$$

Раствор в поток можно подавать мгновенно или в течение определенного промежутка времени с постоянным или переменным расходом Q_p . При мгновенной подаче раствора в поток требуется существенно меньшее количество раствора. Применительно к этой методике способа смешения основное уравнение имеет вид:

$$G = \int_0^t (C_2 - C_0) dt, \quad (2.85)$$

где G — масса вещества (соли), подаваемого мгновенно в поток.

Предполагается, что в живом сечении измерительного створа концентрация C_2 распределяется приблизительно равномерно. Достигается это благодаря макротурбулентности на участке потока от пускового до измерительного створа, но C_2 изменяется во времени t .

Если W — объем подаваемого раствора, то $G = (C_1 - C_2) W$ и C_0 мало по сравнению с C_1 .

Тогда

$$C_1 W = Q \int_0^t (C_2 - C_0) dt,$$

отсюда,

$$Q = \frac{W}{\int_0^t \frac{C_2 - C_0}{C_1} dt}. \quad (2.86)$$

Измерив C_2 , C_0 и C_1 и построив график измерения $(C_2 - C_0)/C_1$ в зависимости от времени t , найдем графическим способом интеграл, входящий в уравнение (2.86). Концентрации C_1 , C_2 и C_0 определяют электрохимическим способом.

Определение расходов воды способом смешения не требует измерений кинематических и геометрических элементов потока. В этом заключаются его оригинальность и практическая ценность, особенно в условиях горных рек, где скорости потока и интенсивности турбулентности велики, а русло сложено крупными валунами.

Техника и методика применения способа смешения весьма разнообразны.

2.4.6. Определение расходов воды по уклону и живому сечению

Этот способ определения расходов воды сокращенно называют способом уклона — площади. Он основан на использовании уравнения неравномерного движения воды, которое запишем для расхода Q в виде:

$$Q = \bar{\beta}_* \bar{C} \bar{\omega} \sqrt{\bar{h}_{\text{ср}} \left[I + \frac{1}{L} \left(\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right) \right]}, \quad (2.87)$$

где $\bar{\beta}_*$, $\bar{C}$, $\bar{\omega}$, $\bar{h}_{\text{ср}}$ — осредненные значения на участке реки соответственно коэффициента формы живого сечения, коэффициента Шези, площади живого сечения и средней глубины; α — коэффициент Кориолиса. Другие обозначения, как в формуле (2.2).

На выбранном участке должно быть измерено не менее трех живых сечений. В этом случае принимают

$$\bar{\omega} = 0,25 (\omega_1 + 2\omega + \omega_2),$$

где ω — площадь живого сечения на середине участка. Значения β_* и C следует вычислять по формулам такого же типа.

Может быть использовано и уравнение

$$Q = \bar{C} \bar{\omega} \sqrt{\bar{R} \left[I + \frac{1}{L} \left(\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right) \right]}, \quad (2.88)$$

где $\bar{R}$ — осредненный на участке гидравлический радиус.

Формула (2.88) предпочтительна для рек, а формула (2.87) — для каналов с укрепленными руслами. Расходы по этим формулам подсчитывают способом последовательных при-

ближений. В первом приближении скоростные напоры для верхнего и нижнего сечений принимаются одинаковыми.

Коэффициент Кориолиса подсчитывают по формуле (2.18).

Продольный уклон I следует определять с помощью высокоточного нивелирования. Согласно международному стандарту «Измерение жидкого стока в открытых руслах гидравлическим методом. ИСО 1070—73», длина участка должна быть такой, чтобы падение водотока $H_1 - H_2$ на всей длине участка превышало не менее чем в 10 раз погрешность измерения падения. Точность способа уклон — площадь повышается, если коэффициент Шези определяется по формуле Г. В. Железнякова:

$$C = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right] + \sqrt{\frac{1}{4} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right]^2 + \frac{\sqrt{g}}{0,13} \left(\frac{1}{n} + \sqrt{g} \lg R \right)}. \quad (2.89)$$

где n — коэффициент шероховатости.

При решении различных задач, в которых необходимо объединить среднюю глубину, входящую в формулу для средней скорости $v = C\sqrt{h_{\text{ср}}I}$, и глубину, входящую в формулу для C , при $R \approx h_{\text{ср}}$ удобна формула Н. Н. Павловского:

$$C = R^y/n, \quad (2.90)$$

где y — переменный показатель, зависящий от n и R .

Формула для y была получена в основном для каналов при гидравлических радиусах $R \approx h_{\text{ср}} \leq 3$ м.

В реках глубины достигают 20 м и более (например, в устьевых участках реки Енисей около 50 м), и коэффициенты шероховатости изменяются в больших пределах. Поэтому коэффициент Шези для рек имеет очень большую амплитуду — от 10 до 120 м^{0,5}/с. Этим условиям отвечает формула (2.89).

Приравнявая правые части уравнений (2.89) и (2.90) и решая равенство относительно y , получаем формулу Г. В. Железнякова:

$$y = \frac{1}{\lg R} \lg \left\{ \left[\frac{1}{2} - \frac{n\sqrt{g}}{0,26} (1 - \lg R) \right] + n \sqrt{\frac{1}{4} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right]^2 + \frac{\sqrt{g}}{0,13} \left(\frac{1}{n} + \sqrt{g} \lg R \right)} \right\}. \quad (2.91)$$

Применение формулы (2.91) предусмотрено международным стандартом «Измерение потоков жидкости в открытых каналах и руслах — определение зависимости уровень — расход. ИСО 1100/2» (1982 г.).

Хотя точность определения расходов по способу уклон — площадь ниже, чем по способу скорость — площадь, его часто применяют во время паводков, в том числе с очень малой их

вероятностью. Они часто носят катастрофический характер, поэтому измерить скорости потока, уклон и живые сечения удастся в редких случаях.

Приближенно расход подсчитывают по формуле (2.87) или (2.88), выделив по возможности прямой участок реки большой длины (несколько километров). После прохождения паводка надо измерить площади поперечных сечений там, где форма русла изменяется по длине. Уклон поверхности воды может быть определен по результатам аэросъемок или космических фотоснимков поверхности воды. Имея план поверхности дна русла и поймы в горизонталях и положение линии уреза воды, по результатам указанных съемок определяют уклон поверхности воды I . При отсутствии такой возможности принимают $I \approx I_0$, где I_0 — осредненный уклон дна водотока, определяемый по продольному профилю водотока. Его длина должна быть достаточной для осреднения местных понижений и повышений дна русла в продольном направлении (5...10 км). Ввиду приближенности расчета, скоростные напоры в формулах (2.87) и (2.88) можно не учитывать. Согласно стандарту ИСО 1070—73, среднюю площадь поперечного сечения подсчитывают по формуле:

$$\bar{\omega} = \frac{\omega_1 + 2\omega_2 + \dots + 2\omega_{m-1} + \omega_m}{2(m-1)},$$

где m — число измеренных площадей (от ω_1 до ω_m).

Такой вид формулы объясняется тем, что для отдельных участков реки за средние значения площадей принимаются 0,5 ($\omega_1 + \omega_2$), 0,5 ($\omega_2 + \omega_3$) и т. д., поэтому при всех площадях, кроме ω_1 и ω_m , есть коэффициенты 2, а в знаменателе — число отдельных участков ($m-1$). Длина смоченного периметра подсчитывается по формуле такого же вида.

При наличии поймы расход подсчитывают по уравнению (1.21), то есть с учетом кинематического эффекта потока. Расходы воды, входящие в правую часть уравнения (1.21), вычисляют по формуле (2.87) без учета скоростных напоров. Ввиду приближенности расчета можно принять средние параметры кинематического эффекта (при обеспеченности 50%), по Г. В. Железнякову и Н. М. Новиковой, $K_p = 0,31$, $K_n = 0,08$ (если русловый и пойменный потоки параллельны), тогда

$$Q = Q_p' + Q_n' - 0,23Q_6. \quad (2.92)$$

2.4.7. Определение расходов воды водосливами и гидрометрическими лотками

Явление перелива воды через преграду в безнапорном потоке называется *водосливом*. В более узком смысле водослив — это стенка (порог), перегораживающая поток, через которую происходит перелив (истечение) жидкости.

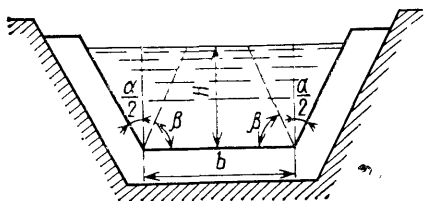


Рис. 2.26. Полигональные водосливы с тонкой стенкой (в совмещенном виде).

Измерив напор воды над водосливом H (за пределами резкого спада уровней, на расстоянии не менее $4H$ от порога) по известной зависимости между напором H и расходом Q при заданных всех других величинах, определяют расход.

Водосливы с тонкой стенкой являются хорошими расходомерными установками.

Точность измерения ими расходов воды уступает лишь объемному способу. Для определения расходов используют и водосливы с широким порогом и практического профиля. К недостаткам водосливов относятся: искажение естественного гидрографа водотока водохранилищем, которое образуется перед водосливом; ухудшение условий транспорта наносов (в ирригационных каналах).

Если водосливы изготовлены и эксплуатируются в соответствии с нормативным документом «Правила измерения расхода жидкости при помощи стандартных водосливов и лотков РДП99—77», то расходы воды могут определяться без предварительной индивидуальной градуировки водослива.

В Правилах различают общие уравнения расхода (в основном те же, что в гидравлике) и рабочие формулы расхода. В рабочих формулах значения постоянных (например $\sqrt{g}$, $\sqrt{2}$ и пр.) объединены в один числовой параметр. Он может быть размерным. Кроме того, иногда расход принимают в кубических метрах не в секунду, а в час, тогда значение числового множителя соответственно изменится.

Определение расходов водосливами с тонкой стенкой. Применяют главным образом незатопленные водосливы: $h_{н.б} < p_{н.б}$, где $h_{н.б}$ — глубина потока в нижнем бьефе, $p_{н.б}$ — высота порога водослива со стороны нижнего бьефа.

В зависимости от формы выреза в стенке водосливы подразделяют на полигональные и криволинейные.

Полигональные делятся на прямоугольные, треугольные, трапецеидальные (суживающиеся книзу или кверху) (рис. 2.26).

Прямоугольный водослив. Угол $\beta = 90^\circ$ (см. рис. 2.26). Формула для расхода имеет вид:

$$Q = m \sqrt{2gb} H^{3/2}, \quad (2.93)$$

где $m = 2\mu/3$ — коэффициент расхода водослива.

В гидравлике используют три коэффициента расхода: μ — первый, m — второй, $M = m\sqrt{2g}$ — третий; за основной принимается коэффициент m , который называют коэффициентом расхода. В Правилах же основным коэффициентом считается первый, который обозначен через C и также назван коэффициентом рас-

хода. Следовательно, для подсчета m значения C , приводящиеся в Правилах, надо умножить на $2/3$.

Размеры стандартного прямоугольного водослива с тонкой стенкой должны быть: высота порога водослива со стороны верхнего бьефа $p_{в.б} \geq 10$ см; $p_{н.б} > 10$ см; $H/p_{в.б} \leq 2$; $H_{\min} = 3$ см; длина водослива по гребню (ширина порога водослива) $b \geq 15$ см.

Рабочую формулу для расхода ($\text{м}^3/\text{с}$) запишем в виде:

$$Q = 2,953 C b H^{3/2}, \quad (2.94)$$

где b и H в м; $2,953 = 2\sqrt{2g}/3$ ($\text{м}^{0,5}/\text{с}$); g в $\text{м}/\text{с}^2$.

Согласно Правилам,

$$C = C_t + a' \frac{H}{p_{в.б}}, \quad (2.95)$$

где C_t — коэффициент истечения.

Значения C_t и a' приведены в Правилах в зависимости от b/B , где B — ширина потока перед водосливом. Например, для водослива без бокового сжатия потока ($b/B = 1$) $C_t = 0,602$, $a' = 0,075$ и $C = 0,602 + 0,075 H/p_{в.б}$, соответственно в формуле (2.93) $m = 0,40 + 0,067 H/p_{в.б}$.

При $H/p_{в.б} = 0,5$ $m = 0,434$. Для ориентировочных подсчетов можно принять $m = 0,42 \dots 0,44$. Среднеквадратическая относительная погрешность коэффициента C для прямоугольного водослива с тонкой стенкой составляет 1%. Правилами рекомендуется к напору H прибавлять поправку на вязкость и поверхностное натяжение, равную 1 мм.

Треугольный водослив. Угол при вершине α ; $b = 0$ (см. рис. 2.26). Формула для расхода имеет вид:

$$Q = 0,8m \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} H^{5/2}. \quad (2.96)$$

Рабочая формула при измерении Q в $\text{м}^3/\text{ч}$ и g в $\text{м}/\text{с}^2$:

$$Q = 8500 C \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} H^{5/2}. \quad (2.97)$$

Коэффициент C зависит от $H/p_{в.б}$, $p_{в.б}/B$ и α . Например, при $p_{в.б}/B \leq 0,2$ и $H/p_{в.б} \leq 0,8$:

α	:	:	:	:	:	22,5°	45°	60°	90°	120°
C	:	:	:	:	:	0,592	0,580	0,577	0,578	0,587

Среднеквадратическая относительная погрешность коэффициента C составляет 1...2%.

Поправка на вязкость и поверхностное натяжение для треугольного водослива убывает от 2,75 до 0,85 мм при возрастании α от 22,5 до 120°. Коэффициент расхода сравнительно устой-

чив: $m=40$. При $\alpha=90^\circ$ и этом значении m получим рабочую формулу:

$$Q = 1,4H^{5/2}, \quad (2.98)$$

где Q в $\text{м}^3/\text{с}$; H в м .

Малые расходы воды измеряются треугольными водосливами с большей точностью, чем прямоугольными, так как у первых при одинаковых расходах получается больший напор. Из числа треугольных водосливов основными считают водосливы с $\alpha=90^\circ$.

Трапецеидальные водосливы. Суживающийся книзу водослив при $\alpha/2=14^\circ$ (рис. 2.26) имеет устойчивое значение $m=0,42$. Поэтому рабочая формула принимает вид:

$$Q = 1,86bH^{3/2}. \quad (2.99)$$

Среднеквадратическая относительная погрешность множителя в этой формуле составляет 2,5%.

Из числа трапецеидальных суживающихся кверху водосливов (см. рис. 2.26) наибольшего внимания заслуживает *пропорциональный водослив*, характеризующийся линейной зависимостью между напором и расходом воды.

К основным достоинствам пропорциональных водосливов относятся: возможность применения самописцев уровней, устанавливаемых в верхнем бьефе в качестве расходомеров, или расходомерных реек с равномерной шкалой (вследствие линейной связи между напором и расходом воды); улучшенный транспорт донных наносов через водослив вследствие увеличения придонных скоростей на подходе к водосливу.

Условия, при которых трапецеидальный, суживающийся кверху водослив работает как пропорциональный, соблюдаются в определенных пределах изменения безразмерного параметра $\theta = nH/b$, где $n = \text{ctg } \beta$ (см. рис. 2.26). Такими пределами θ при точности измерения расходов воды 3% являются $\theta_{\min}=0,15$ и $\theta_{\max}=0,45$.

Используя выражения для параметра θ , получаем

$$H_{\min} = 0,15b/n; \quad (2.100)$$

$$H_{\max} = 0,45b/n. \quad (2.101)$$

где $H_{\min}$ — напор, после которого трапецеидальный водослив работает как пропорциональный; $H_{\max}$ — напор, до которого трапецеидальный водослив работает как пропорциональный.

Для расхода воды Г. В. Железняковым выведена формула:

$$Q = m \sqrt{2g} \frac{b^{5/2}}{n^{3/2}} (0,500 - 0,025), \quad (2.102)$$

$$\text{где } m = 0,55 - 0,24\sqrt{\theta}. \quad (2.103)$$

Поскольку в выражение θ входит напор H , то до некоторой степени нарушается линейность связи H и Q , выраженной при помощи формулы (2.102).

Водосливы с тонкой стенкой применяют в виде стационарных установок и переносных металлических рам. Такую раму врезают в дно и берега водотока. Стенка водослива должна быть плоской и располагаться вертикально и перпендикулярно к направлению потока, а кромка водослива — острой, обращенной к верхнему бьефу.

Определение расходов водосливами с широким порогом. Стандартный водослив с широким порогом имеет горизонтальную прямоугольную поверхность. Верховая и низовая грани вертикальные, то есть водослив имеет острую входную и выходную кромки (рис. 2.27). Ширина порога $b=B$, где B — ширина подводящего русла.

Параметры водослива принимают следующие: $H \geq 0,06$ м; $b \geq 0,3$ м; $p_{в.6} \geq 0,15$ м; $0,15 \leq p_{в.6}/l \leq 4$, где l — длина порога водослива.

Уравнение расхода воды записывается в виде:

$$Q = \frac{2}{3\sqrt{3}} C_l C_v b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (2.104)$$

где C_l — коэффициент истечения; C_v — коэффициент, учитывающий влияние скорости в подводящем русле.

Появление в знаменателе формулы (2.104) $\sqrt{3}$ объясняется следующим. Запишем известную из гидравлики формулу $m = \varphi k \sqrt{1-k}$, где $\varphi = C_l$, k — отношение глубины воды над порогом h (рис. 2.27) к напору (полному). Если принять $k = 2/3$, то

$$m = C_l \frac{2}{3} \sqrt{1 - \frac{2}{3}} = C_l \frac{2}{3\sqrt{3}}.$$

При соблюдении условий $0,1 \leq H/l \leq 0,4$; $0,15 \leq H/p_{в.6} \leq 0,6$ коэффициент $C_l = 0,864$, чему соответствует $m = 0,33$ (так называемые основные коэффициенты).

При условиях $0,4 \leq H/l \leq 1,6$ и $H/p_{в.6} < 0,6$

$$C_l = 0,782 + 0,191 H/l, \quad (2.105)$$

соответственно $m = 0,30 + 0,073 H/l$.

При $H/p_{в.6} < 0,6$ $C_v = 1$.

Значения C_v при $H/l < 0,85$ и $0,6 < H/p_{в.6} \leq 1,50$ изменяются от 1,011 до 1,123 (определяются по таблице, приведенной в Правилах). Среднеквадратическая относительная погрешность произведения $C_l C_v$ составляет 3%.

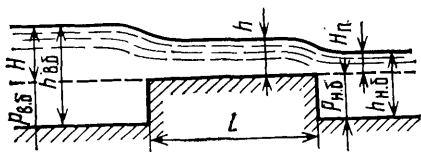


Рис. 2.27. Водослив с широким порогом прямоугольного профиля.

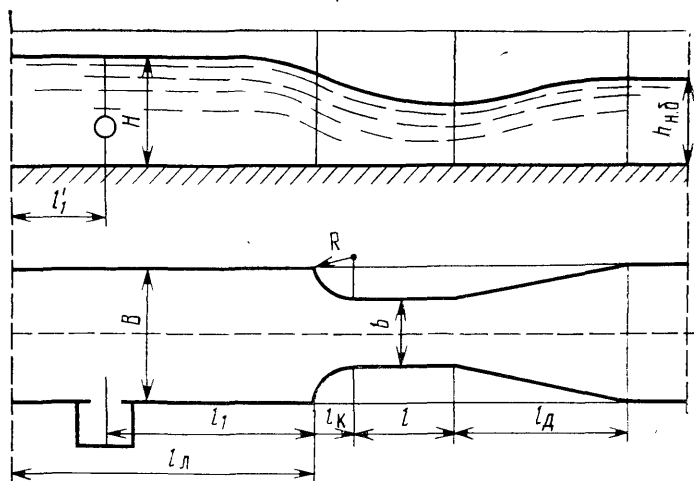


Рис. 2.28. Схема гидрометрического лотка Вентури.

Определение расходов воды гидрометрическими лотками. Гидрометрический лоток представляет сужающее поток устройство, благодаря которому на коротком участке потока происходит увеличение кинетической энергии, приводящее к образованию перепада уровней. Расход воды зависит от уровня воды (напора) перед сужением H при заданной ширине горловины b . По сравнению с водосливами гидрометрические лотки в меньшей степени искажают естественную зависимость между уровнями и расходами водотока и меньше препятствуют транспорту наносов.

Ниже приведено описание гидрометрического лотка Вентури (рис. 2.28). Он состоит из входной части, сужающей части, горловины и выходного диффузора. Дно лотка горизонтальное, все поперечные сечения — прямоугольные. Входная часть лотка имеет длину $l_d = (4 \dots 5) H_{\max}$. В ее боковой стенке есть отверстие для сообщения с колодцем для измерения уровня (напора). Размер $l_1 = 3H_{\max}$; $l'_1 = l_1 - 2H_{\max}$. Сужающая часть в форме криволинейного конфузора очерчивается по радиусу $R = 2(B - b)$. Размер $l_k = 1,32(B - b)$. Длина горловины $l = 1,5H$. Выходной диффузор имеет длину по оси $l_d = 3(B - b)$. Максимальный напор должен быть $H_{\max} \leq 3b$ и не более 1,8 м. Минимальный напор $H_{\min} = 0,05$ м. Ширина подводящего русла $B \leq 6$ м. Рабочая формула для определения расхода воды Q (м³/с) получается из формулы (2.104):

$$Q = 1,705 C_l C_b b H^{3/2}. \quad (2.106)$$

Коэффициент C_l определяют по формуле:

$$C_l = \left(\frac{b}{b + 0,004l} \right)^{3/2} \left(\frac{H - 0,003l}{H} \right)^{3/2}. \quad (2.107)$$

Среднеквадратическая относительная погрешность C_i для лотка Вентури составляет 1...2%.

Коэффициент C_v изменяется в пределах 1,0...1,147 (определяется по таблице, помещенной в Правилах). Лоток должен работать, как незатопленный, что соблюдается при условии $h_{н.б}/H \leq 0,80$.

2.4.8. Определение расходов воды в ирригационных каналах

Способ определения расходов воды по измеренным скоростям и глубинам в больших гидромелиоративных каналах является основным. В ирригационной практике его иногда называют русловым способом. Можно применять и гидравлично-гидрометрический способ, но при этом точность определения расходов будет несколько ниже.

На ирригационных каналах находится много гидротехнических сооружений, которые следует использовать для определения расходов воды. Они отличаются большим разнообразием типов и конструкций и условиями эксплуатации, поэтому необходимо их индивидуальное градуирование.

Расходы воды в малых ирригационных каналах определяют водосливами, гидрометрическими лотками и другими водомерными (гидрометрическими) сооружениями.

Главная особенность гидрометрических сооружений на ирригационных каналах состоит в том, что функции определения расхода воды и его регулирования во времени объединяются в одном сооружении, называемом *водомером-регулятором*.

Оросительные системы, в которых предусмотрена автоматизация технологических процессов, позволяют экономить поливную воду. Это в первую очередь относится к автоматизации водораспределения, что требует автоматизации учета воды, то есть решения задач, относящихся к области гидрометрии. Автоматизация управлением работой гидротехнических сооружений на гидромелиоративных системах и автоматизация учета воды на них тесно связаны между собой. Автоматизация управляемых гидротехнических сооружений производится затворами-автоматами или обычными затворами, оборудованными автоматизированным электро-, гидро- или пневмоприводом.

Затворы-автоматы, в работе которых используется гидравлическая энергия, называют *гидравлическими авторегуляторами*. В зависимости от их назначения выделяют: авторегуляторы (стабилизаторы) для поддержания постоянного уровня в верхнем или нижнем бьефе, перепада уровней на сооружении, предельного регулирования уровней; авторегуляторы для подачи заданного, постоянного расхода воды.

Согласно классификации Я. В. Бочкарева и Е. Е. Овчарова, выделяют авторегуляторы расхода воды Q , обеспечивающие его постоянство путем: поддержания стабильного напора над под-

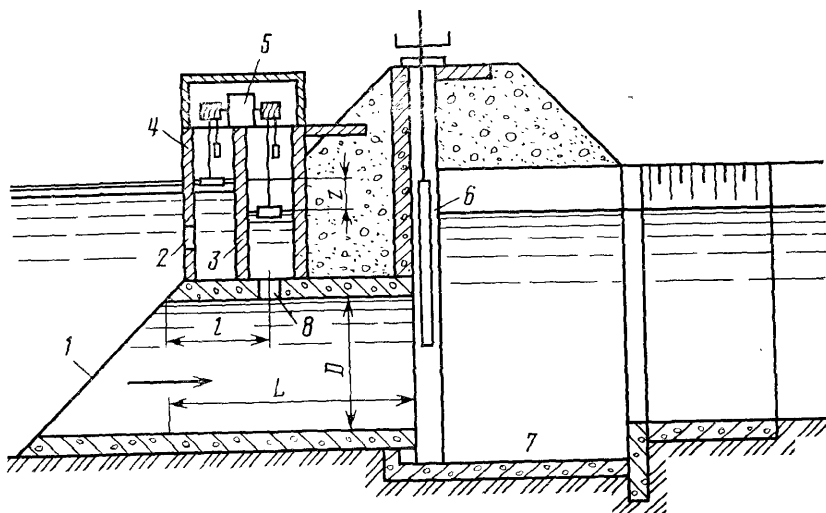


Рис. 2.29. Схема сооружения с водомерной приставкой и дифференциальным датчиком перепада уровней:

1 — водомерная приставка; 2 и 8 — отверстия; 3 — стенка; 4 — колодец; 5 — датчик расхода; 6 — щит; 7 — водобойный колодец; 8 — отверстие.

вижным (по вертикали) водосливом или отверстием; изменения площади отверстия ω обратно пропорционально $\sqrt{H}$, где H — напор над отверстием; изменения коэффициента расхода отверстия; использования динамических свойств потока (деление падающей струи по горизонтали, по вертикали и пр.).

Ниже описано гидрометрическое сооружение с водомерной приставкой и дифференциальным датчиком перепада уровней. Схема этого сооружения показана на рисунке 2.29. Оно состоит из водомерной приставки 1, колодца 4, герметичной перегородивающей стенки 3, датчика расхода 5 с поплавковой системой щита 6 для регулирования расходов, водобойного колодца 7. Колодец 4 соединен отверстием 2 с верхним бьефом и отверстием 8 с водомерной приставкой.

Водомерная приставка представляет короткую трубу круглого или прямоугольного сечения, устанавливаемую перед регулирующим щитом в верхнем бьефе сооружения. При движении воды через приставку на ее входе вследствие гидравлических сопротивлений создается перепад давлений. Поэтому в колодце, сообщаемом через отверстие 8 с приставкой, уровень воды на величину z ниже по сравнению с уровнем в верхнем бьефе. С гидравлической точки зрения водомерная приставка работает как внутренний насадок. Расход воды Q определяют по формуле:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gz}, \quad (2.108)$$

где μ — коэффициент расхода приставки; ω — площадь сечения приставки.

Коэффициент μ зависит от формы входа поперечного сечения насадка и от расстояния l (см. рис. 2.29), на которое удалено сечение для отбора меньшего давления от входа приставки. При общей длине цилиндрической приставки $L = (1,5 \dots 3)D$ принимают $l = (0,3 \dots 1,5)D$, где D — диаметр приставки. При наклонном входе в такую приставку, по опытным данным В. Е. Краснова,

$$\mu = 0,57 + 0,08l/D.$$

Движение воды в приставке должно быть напорным, что выполняется при $h_{в.б} \geq 1,3D$.

При помощи типовых конструкций гидрометрических сооружений с водомерными приставками можно измерять расходы воды в диапазоне от 0,05 до 20 м³/с с точностью $\pm (3 \dots 4) \%$.

При постоянных величинах ω и μ расход пропорционален $\sqrt{z}$, поэтому шкалу прибора можно отградуировать в единицах расхода.

В систему централизованного контроля управления орошением входят ЭВМ, собирающие информацию о наличии воды в каналах и потребности в ней. Они подают команды затворам-автоматам, которые распределяют воду на поля.

2.4.9. Определение расходов воды в напорных трубопроводах

Почти все рассмотренные выше способы определения расходов воды применимы и к напорному потоку, однако отсутствие свободной поверхности в этом случае создает специфические условия их применения.

Из числа гидрометрических способов широко используется способ площади — скорости с измерением скоростей течения воды главным образом гидрометрическими вертушками или трубками. Процесс измерений может быть полностью автоматизирован. Если вертушка работает в напорном потоке при небольшом зазоре между ее лопастями и внутренней поверхностью трубы, она регистрирует скорость, близкую к средней скорости потока $v = Q/\omega$, поэтому ее показания связаны непосредственно с расходом. Такие вертушки, выполняющие функции измерителя расхода, называются скоростными расходомерами. Для повышения точности измерений применяют частотный метод преобразования оборотов вертушки в электрические сигналы с помощью магнитно-индукционного преобразователя с постоянным магнитом.

Гидравлические способы определения расходов воды отличаются большим разнообразием. При этих способах в большинстве случаев расходы воды измеряют сужающими устройствами.

Для измерения расходов напорного потока можно применять и способ смешения.

Определение расходов напорного потока по измеренным местным скоростям. При этом способе местные скорости измеряют в пределах всего живого сечения или в одной репрезентативной точке.

Расход через элементарную площадку кольцевой формы $d\omega = 2\pi r dr$ равен:

$$dQ = 2\pi r u dr,$$

поэтому

$$Q = 2\pi \int_0^{r_0} u r dr. \quad (2.109)$$

Строя эпюру изменений произведения ur в зависимости от r и определяя площадь, ограниченную ею, находим интеграл правой части уравнения (2.109), который после умножения на 2π даст расход воды.

Расход по одной измеренной скорости в круглом сечении трубопровода определяют в двух вариантах: измеритель скорости помещают в центре трубы или в точке, в которой местная скорость u равна средней скорости потока v .

Запишем формулу для расхода в общем виде:

$$Q = K_v u \omega, \quad (2.110)$$

где K_v — отношение средней скорости потока в данном сечении к скорости потока в точке измерения; u — местная скорость; ω — площадь поперечного сечения трубы.

Если измеряемая скорость на оси трубы $u = v_{\max}$, то $K_v < 1$. При измерении местной скорости в точке, где она равна средней скорости потока, $K_v = 1$. Такие точки при развитом турбулентном движении находятся на расстоянии $(0,242 \pm 0,013) r_0$ от внутренней поверхности стенки трубы, где r_0 — внутренний радиус трубы. Следовательно, $u = u_{0,242} = v$ и формула для расхода принимает вид:

$$Q = u_{0,242} \omega. \quad (2.111)$$

Методика измерений нормирована в ГОСТ 8.361—79 (Расход жидкости и газа. Методика выполнения измерений по скорости в одной точке сечения трубы. — М.: Издательство стандартов, 1979). В первом способе коэффициент K_v определяют экспериментально для каждого измерительного сечения трубы. Если известен достоверный коэффициент гидравлического трения λ , то коэффициент K_v можно определять по следующим данным:

λ		0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
K_v		0,875	0,84	0,80	0,77	0,74	0,713

Режим турбулентного движения жидкости должен находиться в автомодельной области. В качестве первичных преобразо-

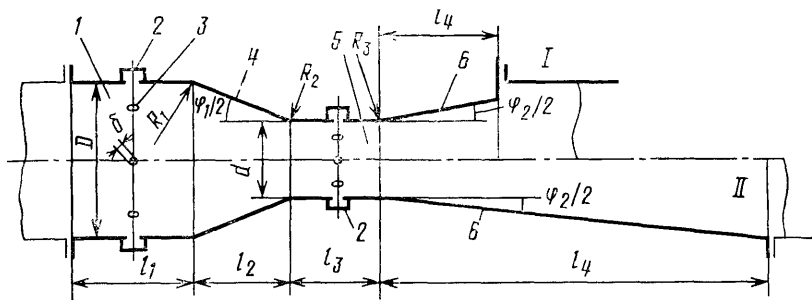


Рис. 2.30. Схема трубы Вентури:

I — короткая труба; II — длинная (нормальная) труба; 1 — входной патрубок; 2 — кольцевая камера; 3 — отверстия для отбора давления; 4 — входной конус; 5 — горловина; 6 — диффузор.

вателей скорости используют гидрометрические (напорные) трубки, гидрометрические вертушки, термогидрометры и т. п. Отношение максимального размера в поперечном сечении преобразователя к диаметру трубы не должно быть больше 0,06. Измерительное сечение, располагаемое на прямом участке трубы, должно быть удалено от местного сопротивления при измерении скорости $u_{0,242}$ на расстояние (по течению) 30...55 диаметров, в зависимости от вида местного сопротивления, а при измерении скорости $v_{\max}$ на 15...25 диаметров. Расстояние за измерительным сечением до конца прямого участка должно быть не менее 5 диаметров трубы. Погрешность измерения расхода жидкости по этим способам не превышает $\pm 4\%$. Погрешность измерения скоростей $v_{\max}$ и $u_{0,242}$ не должна быть больше $\pm 3\%$.

Определение расходов воды сужающими устройствами. Вследствие местного сужения потока часть его потенциальной энергии переходит в кинетическую, скорость потока повышается, поэтому статическое давление в суженном сечении меньше, чем перед сужающим устройством. Образующийся при этом перепад давления пропорционален расходу жидкости. К сужающим устройствам, согласно «Правилам измерения расхода газов и жидкостей стандартными сужающими устройствами. РД50-213—80», отнесены диафрагмы, сопла Вентури и трубы Вентури. Если сужающие устройства удовлетворяют требованиям этих Правил, то их можно использовать без индивидуальной градуировки. Движение потока должно быть турбулентным и установившимся (стационарным).

Схема трубы Вентури (ГОСТ 23720—79) приведена на рисунке 2.30. Она состоит из входного патрубка 1, входного конуса 4, горловины 5 и диффузора 6. В зависимости от длины диффузора трубы Вентури подразделяют на короткие I и нормальные II (с длинным диффузором). Длина входного патрубка $l_1 = D$, где D — его внутренний диаметр. Длина входного конуса $l_2 = 2,7 (D - d)$, где d — внутренний диаметр горловины. Цент-

ральный угол входного конуса $\varphi_1=21^\circ$. Длина горловины $l_3=d$. Длина диффузора для коротких труб $l_4=(0,7...1,0)D$, для нормальных принимается по расчету. Центральный угол диффузора для коротких труб $\varphi_2=14...16^\circ$ (но может быть и до 20°) и для нормальных (длинных) труб $\varphi_2=7...8^\circ$. Допускаемые диаметры D и относительные площади сужающих устройств (относительная площадь горловины) $m=(d/D)^2$ должны быть: $50\text{ мм} \leq D \leq 1400\text{ мм}$; $0,01 \leq m \leq 60$.

Основное уравнение для объемного расхода ($\text{м}^3/\text{с}$) несжимаемой жидкости получают путем совместного решения уравнения Бернулли и гидравлического уравнения неразрывности, записанных для сечений, где установлены кольцевые камеры 2 (рис. 2.30) для отбора давлений:

$$Q = \alpha \pi d^2 / 4 \sqrt{2 \Delta p / \rho}, \quad (2.112)$$

где α — коэффициент расхода (безразмерная величина); Δp — перепад давления, Па; ρ — плотность жидкости, $\text{кг}/\text{м}^3$.

Перепад давления измеряют дифманометром. Давления на входном патрубке и горловине отбираются через отверстия в кольцевых (осредняющих давление) камерах. Число отверстий должно быть не менее четырех. Их диаметр δ (рис. 2.30) должен быть: $4 \leq \delta \leq 15\text{ мм}$, но не больше $0,1D$ на входном патрубке и $0,13d$ на горловине. Коэффициент расхода вычисляют по формуле:

$$\alpha = c / \sqrt{1 - m^2},$$

где c — коэффициент истечения (безразмерный), изменяющийся в пределах $0,976...0,995$. Его среднеквадратическая погрешность σ_c лежит в пределах $1,0...2,5\%$. В каждом конкретном случае c и σ_c определяют в зависимости от типа трубы, допускаемого диапазона m и числа Рейнольдса $Re = vD/\nu$, где v — средняя скорость потока во входном патрубке. Значения c и σ_c приведены в Правилах и ГОСТ 23720—79.

Устройство сегментных диафрагм показано на рисунке 2.31. Они исследованы Б. М. Левиным и А. Н. Лопатиным в широком диапазоне относительных площадей $m = \omega_0/\omega$, где ω_0 — площадь отверстия диафрагмы, ω — площадь сечения подводящей трубы.

Расход воды определяют по формуле:

$$Q = \alpha m \omega \sqrt{2 \Delta p / \rho}, \quad (2.113)$$

где α — коэффициент расхода при угловом способе отбора давлений Δp , то есть когда приемные отверстия расположены у передней и задней плоскостей диафрагмы (рис. 2.31);

m	.	.	.	.	.	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
α	.	.	.	.	.	0,676	0,688	0,705	0,728	0,756
m	.	.	.	.	.	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
α	.	.	.	.	.	0,798	0,832	0,871	0,926	1,011

Показания диафрагм не зависят от их ориентации по отношению к живому сечению трубы, то есть острая кромка диаф-

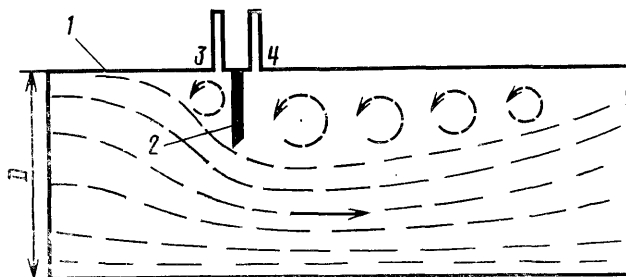


Рис. 2.31. Схема сегментного сужающего устройства:
1 — труба; 2 — сегментная диафрагма; 3 и 4 — отверстия для отбора давления угловым способом.

рагмы может быть расположена и не горизонтально. Диафрагмы можно применять и при больших m (до 0,957), что создает благоприятные условия для измерения расходов потока, содержащего твердую фазу.

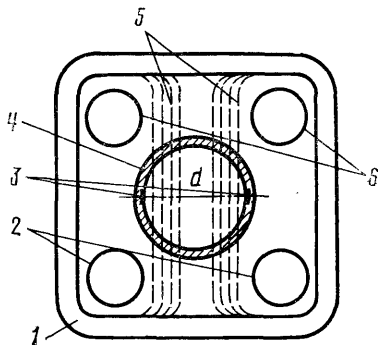
Электромагнитные измерители расхода жидкости. Принцип действия электромагнитных расходомеров основан на взаимодействии магнитного поля с потоком жидкости. Согласно закону электромагнитной индукции, в потоке, пересекающем магнитное поле, индуцируется ЭДС, пропорциональная средней скорости потока. Расходомер состоит из датчика (преобразователя) и прибора, регистрирующего разность потенциалов E между электродами датчика. Схема преобразователя приведена на рисунке 2.32. Равномерное магнитное поле 5 образуется катушками 2 и 6 с магнитопроводом 1. Электродвижущая сила, возникающая при движении жидкости в трубопроводе 4 диаметром d , снимается с помощью двух электродов 3. Они расположены в диаметральной плоскости трубы и находятся в контакте с жидкостью. Диаметр d является длиной проводника. Разность потенциалов на электродах, расположенных на расстоянии d ,

$$E = Bdv, \quad (2.114)$$

где B — магнитная индукция; v — средняя скорость потока жидкости.

Рис. 2.32. Схема датчика (преобразователя) электромагнитного расходомера:

1 — магнитопровод; 2 — нижняя катушка магнита; 3 — электрод; 4 — трубопровод; 5 — магнитное поле; 6 — верхняя катушка магнита.



Подставив $v=4Q/\pi d^2$ в уравнение (2.114), получим формулу для объемного расхода жидкости:

$$Q = E\pi d/4B. \quad (2.115)$$

Следовательно, между Q и E существует прямо пропорциональная связь.

Участок трубопровода (патрубок) с фланцами изготавливают из немагнитного материала. На нем устанавливают магнитную систему. Внутренняя поверхность патрубка и фланцы покрыты электрической изоляцией (резина, фторопласт, эмаль, полиэтилен и др.).

2.5. СВЯЗЬ МЕЖДУ УРОВНЯМИ И РАСХОДАМИ ВОДЫ

2.5.1. Однозначная зависимость уровней от расходов воды

Кривые расходов воды. Связь между гидравлическими элементами потока выражается при помощи уравнений движения, изучаемых в гидравлике.

При равномерном движении

$$C\omega \sqrt{R} = Q/\sqrt{I}, \quad (2.116)$$

Произведение $\omega\sqrt{R}$ является функцией глубины потока, а следовательно, и уровня воды H . Коэффициент Шези C зависит от R или $h_{\text{ср}}$ и коэффициента шероховатости n . При известной шероховатости левая часть уравнения (2.116) становится функцией уровня H . Следовательно, может быть функциональная зависимость между уровнем H и расходной характеристикой $Q/\sqrt{I}$. При неизменяющемся уклоне I существует функциональная однозначная зависимость вида $H=H(Q)$. *Однозначной* называется такая зависимость H от Q , когда наблюдающемуся значению Q соответствует только одно значение H . Связь между уровнем и расходом воды для данного сечения водотока, выраженная графически, называется *кривой расходов*.

Зависимость глубины $h_{\text{ср}}$ или уровня H от расхода выражается кривой, обращенной выпуклостью к оси $h_{\text{ср}}$ или H . В условиях речного потока возрастание H не всегда вызывает увеличение средней глубины $h_{\text{ср}}$, чем осложняется вид зависимости $H=H(Q)$.

Аргументом является расход Q , а функцией — уровень H , то есть $H=H(Q)$. Так как в гидрометрии такие зависимости используют для определения Q по измеренному H , если $H=H(Q)$ заранее установлена, то по практическим соображениям принимают $Q=Q(H)$.

Кривые расходов воды применяют при построении кривых подпора, сопряжении бьефов гидротехнических сооружений, в расчетах стока воды.

В зависимости от продолжительности периода, в течение которого сохраняется однозначная связь H и Q , различают *временные и многолетние кривые расходов*. Ориентировочно можно считать, что срок действия первых ограничен двумя годами, вторых — более длительным периодом.

Кривые площадей живых сечений, средних скоростей и их взаимосвязь с кривыми расходов воды. Связь между площадью водного сечения ω и уровнем H , выраженная графически, называется *кривой площадей водного (живого) сечения потока*.

График $\omega = \omega(H)$ строят по данным измерений глубин и нивелировки берегов выше уреза до отметок, превышающих многолетний уровень высоких вод (УВВ). Проектные отметки поверхности воды (свободной поверхности водохранилища) после сооружения высоконапорной плотины могут быть больше отметок УВВ. Тогда поперечные профили поймы и долины должны быть проnivelированы до отметок, превышающих проектные отметки. Кривая $\omega = \omega(H)$ характеризует морфометрию русла, в подавляющем большинстве случаев ее можно получить с точностью до 2%.

Связь между средней скоростью потока $v = Q/\omega$ и уровнем H , выраженная графически, называется *кривой средних скоростей потока*. Данных для построения кривой $\omega = \omega(H)$ почти всегда бывает достаточно, в то время как кривую $v = v(H)$ часто приходится строить при ограниченном числе измерений скоростей.

Перечисленные кривые строят в такой последовательности, считая от вертикальной оси H : $Q = Q(H)$; $\omega = \omega(H)$; $v = v(H)$ (рис. 2.33). Масштабы для Q , ω и v желательно выбирать такими, чтобы хорды кривых составляли с осями Q , ω и v соответственно 45, 60 и 60° (приблизительно). Почти во всех случаях точки располагаются с некоторым рассеиванием, что объясняется погрешностями измерения расходов воды и нарушением однозначности $Q = Q(H)$.

Прежде всего должна быть построена осредненная кривая $Q = Q(H)$ при отсутствии ледовых явлений. Ее плавно проводят посередине полосы рассеивания точек (Q , H). Далее строят огибающие кривые расходов (см. рис. 2.33) (пунктирные линии), являющиеся вспомогательными. Эти линии позволяют лучше определить положение осредненной кривой расходов и решить вопрос о возможности отнесения данной $Q = Q(H)$ к однозначной или неоднозначной. Сняв с чертежа в масштабе расстояния между огибающими кривыми по горизонталям, получают абсолютную рассеянность точек ΔQ . Отношение $\Delta Q/Q$ характеризует относительную рассеянность точек (Q — расход, снимаемый с осредненной кривой). Если $100 \Delta Q/(2Q)$ находится в пределах точности измерения расходов воды, зависимость $Q = Q(H)$ можно считать однозначной.

Аналогичным образом строят кривые $\omega = \omega(H)$ и $v = v(H)$, причем $100 \Delta v/(2v) \leq 2...3\%$ (если скорости измерялись гидрометрической вертушкой) и $100 \Delta \omega/(2\omega) \leq 2...3\%$.

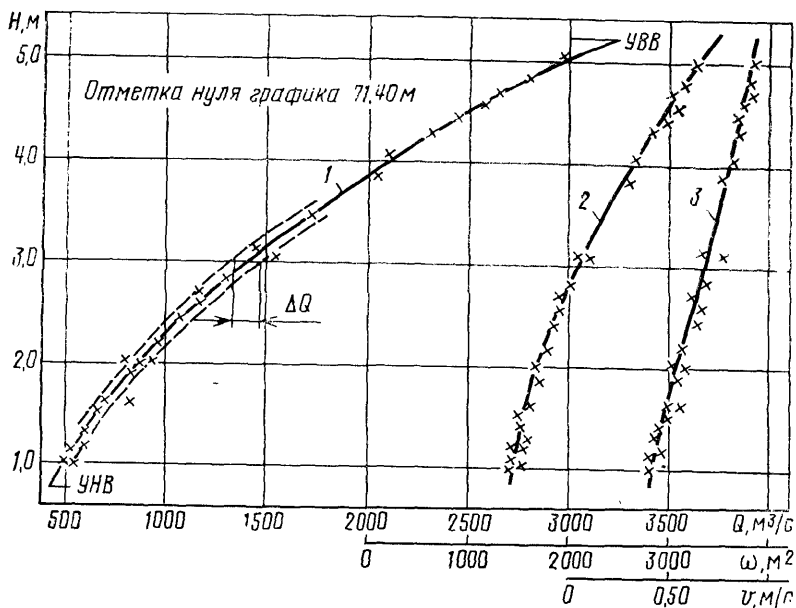


Рис. 2.33. Пример однозначных кривых:
1 — $Q=Q(H)$; 2 — $\omega=\omega(H)$; 3 — $v=v(H)$.

Рассмотренные кривые взаимосвязаны между собой, что выражается формулой $Q=v\omega$. Поэтому при их построении необходимо соблюдать правило: произведение средней скорости v на площадь сечения ω (при любом уровне H) должно давать расход воды в гидрометрическом створе.

Уравнение кривой расходов воды. В. Г. Глушков предложил формулу, выражающую однозначную связь между Q и H в виде:

$$Q = a(H + H_0)^m, \quad (2.117)$$

где H_0 — уровень воды при расходе $Q=0$; a и m — параметры уравнения.

Применение формулы (2.117) предусмотрено международным стандартом ИСО 1100/2.

Методика вычисления H_0 , a и m заключается в построении линейной логарифмической анаморфозы функции (2.117). Для этого требуется предварительно найти H_0 . Это можно сделать графически и аналитически. Построив однозначную кривую $Q=Q(H)$ и экстраполируя ее графически вниз, отсчитаем на вертикальной оси при $Q=0$ отрезок H_0 .

Чтобы аналитически найти H_0 , представим, что построены линейная и нелинейная логарифмические анаморфозы $Q=Q(H)$, соответствующие различным H_0 . Назначим точки с координатами H_1 и Q_1 , H_3 и Q_3 в нижней и верхней частях $Q=Q(H)$ и соответственно точки на логарифмической анаморфозе. Параметр

ры a и m уравнения (2.117) можно определить, если произойдет слияние нелинейной анаморфозы с линейной. Это выражается условием:

$$\lg Q_2 = (\lg Q_1 + \lg Q_3)/2,$$

откуда

$$Q_2 = \sqrt[3]{Q_1 Q_3}, \quad (2.118)$$

то есть расход Q_2 — среднегеометрическое из расходов Q_1 и Q_3 .

Подставив в выражение (2.118) расходы из формулы (2.117), получим

$$a(H_2 + H_0)^m = \sqrt[3]{a(H_1 + H_0)^m a(H_3 + H_0)^m}.$$

Решение этого уравнения относительно H_0 дает

$$H_0 = (H_2^2 - H_1 H_3) / (H_1 + H_3 - 2H_2). \quad (2.119)$$

Уровень H_2 отсчитываем по кривой $Q = Q(H)$ при Q_2 , вычисленном по формуле (2.118).

Параметры a и m находят после построения линейной логарифмической анаморфозы по всем точкам измеренных расходов и уровней:

$$\lg Q = \lg a + m \lg (H + H_0). \quad (2.120)$$

Показатель m определяют как тангенс угла наклона линии, выражаемой уравнением (2.120), к оси $\lg (H + H_0)$, а $\lg a$ — как свободный член уравнения. Путем потенцирования находят a . Для проверки расчетов необходимо построить кривую $Q = Q(H)$ по уравнению (2.117) и сопоставить ее с кривой $Q = Q(H)$, построенной по измеренным расходам и уровням.

Для широкого прямоугольного русла $m = 1,5 + y$, широкого параболического $m = 2 + y$ и для треугольного $m = 2,5 + y$, где y — показатель, определяемый по формуле (2.91).

2.5.2. Неоднозначная зависимость уровней от расходов воды

Зависимость, при которой уровень обуславливается не только расходом воды, но и другими факторами, называется *неоднозначной зависимостью уровней от расходов*. Неоднозначную кривую расходов записывают в виде $Q = Q(H, H_t)$, где H_t — параметр, который имеет различную природу и чаще всего изменяется во времени. Он обусловлен: переходом равномерного движения в неравномерное (вследствие изменения ω по длине или воздействия сооружений на поток); переходом равномерного и неравномерного движения в неустановившееся; деформациями дна; влиянием ледовых явлений; зарастаемостью русла. Перечисленные факторы могут проявляться одновременно в различных сочетаниях. Их действие в итоге сводится к изменению уровня H и расхода Q .

Совместный анализ расположения опытных точек кривых $Q=Q(H)$, $\omega=\omega(H)$ и $v=v(H)$ позволяет выявить по расположению точек природу параметра H_t .

В условиях подпора, ледовых явлений или развития водной растительности нижняя огибающая кривая приближенно является однозначной кривой расходов воды.

Кривые расходов при неравномерном движении воды. Различают *искусственный подпор*, создаваемый гидротехническими сооружениями, и естественный, возникающий при прохождении паводочной волны на впадающих ниже притоках, намыве ниже-расположенного переката, ветровых нагонах воды и др. Искусственный подпор стабилен, если в верхнем бьефе гидросооружения поддерживается постоянный уровень. При неизменном расходе воды в гидрометрическом створе сохраняется постоянный подпор. Если расход изменяется, то изменяется и подпор в этом створе.

Зная расходы воды и уровни в гидрометрическом створе, строят кривую $Q=Q(H)$, соответствующую определенной отметке уровня в верхнем бьефе гидросооружения $H_{в.б.}$. В результате составляют номограмму $Q=Q(H, H_{в.б.})$.

При переменном подпоре для построения кривых расходов и вычисления ежедневных расходов воды можно применить *постулат инвариантности расходной характеристики*. Инвариант — это выражение, остающееся неизменным при определенном преобразовании переменных, связанных с этим выражением. Расходная характеристика представляет отношение $Q/\sqrt{I}=K$. Согласно постулату инвариантности (неизменности), расходная характеристика при заданном уровне H приблизительно постоянна при любых изменениях расхода воды и соответствующих ему изменениях уклона. Из уравнения (2.116) следует, что $K=K(H)$. Подсчитав K для всех измеренных расходов воды, на том же чертеже, где построена кривая $Q=Q(H)$, строят график $K=K(H)$. Шкала уровней должна быть общей. Следует обратить внимание на разброс точек. На кривых $K=K(H)$ разброс точек значительно меньше. Допустимая полоса рассеивания точек составляет $100\Delta K/K \leq 10\%$, где K отсчитывают по средней кривой $K=K(H)$.

По ежедневным уровням с кривой расходных характеристик снимают значения K ; расходы вычисляют по формуле:

$$Q = K\sqrt{I}. \quad (2.121)$$

Если отсутствуют данные о фактических ежедневных уклонах, их находят интерполяцией между значениями, измеренными при определении расходов. Для этого строят график $I=I(H)$ или $I=I(t)$, где t — время.

Кривые расходов при неустановившемся движении воды. Из теории неустановившегося движения жидкости известно, что уклоны поверхности воды на подъеме паводочной волны больше, чем на ее спаде. Следовательно, $Q_p > Q_c$ при одних и тех

же уровнях (Q_n — расход на подъеме, Q_c — расход на спаде). Поэтому неоднозначная кривая расходов имеет петлеобразный вид с ветвями подъема и спада и называется *паводочной петлей* (рис. 2.34). Наиболее четко паводочные петли выражены на больших равнинных реках. Кривые строят отдельно для каждого паводка. Различают паводки с одним подъемом и одним спадом — *однотактные* и с несколькими подъемами и спадами — *многотактные*.

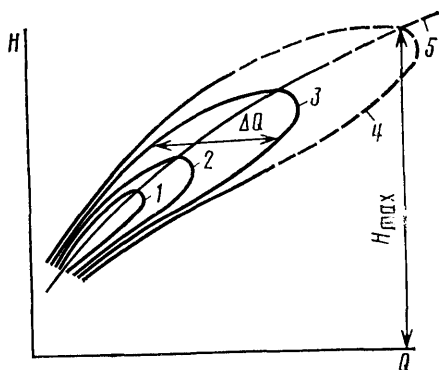


Рис. 2.34. Схема экстраполяции паводочных петель:

1...4 — паводочные петли; 5 — кривая $Q=Q(H)$ при установившемся движении воды.

Если расходы на подъеме Q_n (или на спаде Q_c) не были измерены, пользуются постулатом инвариантности в виде:

$$Q_n / \sqrt{I_n} = Q_c / \sqrt{I_c},$$

где I_n и I_c — уклоны поверхности воды на подъеме и спаде при одинаковых уровнях H .

Для расчета координат паводочной петли можно использовать формулу, рекомендованную международным стандартом ИСО 1100/2,

$$Q_n = Q_y \sqrt{1 + \frac{1}{I_y C_n} \cdot \frac{\partial H}{\partial t}}, \quad (2.122)$$

где Q_n и Q_y — расходы воды соответственно при неустановившемся и установившемся движении; I_y — уклон поверхности воды при установившемся движении; C_n — скорость добегающего данного расхода; $\frac{\partial H}{\partial t}$ — изменение уровня воды во времени в данном створе (при повышении уровня производная имеет знак плюс, при понижении — минус).

Кривые расходов воды при наличии ледовых явлений. Ледовые явления увеличивают гидравлические сопротивления потока, поэтому кривая $Q=Q(H)$, построенная по измерениям за период ледовых явлений, называемая *зимней кривой* расходов, располагается левее кривой свободного русла. Отношение расхода воды потока с ледовыми образованиями Q_3 к расходу потока свободного русла Q при одном и том же уровне называется *зимним переходным коэффициентом*, то есть $K_3 = Q_3/Q$. По измеренным расходам Q_3 и Q , снятым с кривой $Q=Q(H)$ свободного русла, подсчитывают K_3 и строят хронологический график $K_3 = K_3(t)$. По этому графику находят ежедневные K_3 , от-

куда определяют $Q_3 = K_3 Q$. Расходы Q снимают с кривой расходов свободного русла при уровнях, соответствующих датам t . Использование K_3 при отсутствии четкой связи между Q и H исключается.

Из уравнений расхода воды для Q_3 и Q при отсутствии льда Г. В. Железняковым получена формула

$$K_3 = \frac{n}{n_3 \beta_*} \sqrt{\frac{I_3}{I}} \left(\frac{B}{2B_{п.л}} \right)^{0,5+y} \varepsilon^{1,5+y}, \quad (2.123)$$

где n — коэффициент шероховатости дна свободного потока; n_3 — коэффициент шероховатости, учитывающий сопротивление дна и нижней поверхности ледяного покрова; β_* — коэффициент формы живого сечения потока; $2 B_{п.л}$ — длина смоченного периметра при допущении $\chi_d = B_{п.л}$; χ_d — длина смоченного периметра по дну потока; $B_{п.л}$ — ширина потока по нижней поверхности погруженного льда; B — ширина свободного потока, равная ширине при уровне воды в лунках; $\varepsilon = (\omega - \omega_{п.л}) / \omega$ — коэффициент стеснения живого сечения потока льдом; ω — $\omega_{п.л}$ — площадь живого сечения под ледяным покровом; $\omega_{п.л}$ — площадь погруженного льда; ω — площадь, отнесенная к уровню воды в лунках.

При $\varepsilon = 0$ (полное промерзание русла) $Q_3 = 0$ и, следовательно, $K_3 = 0$. При $\omega_{п.л} = 0$, то есть при отсутствии ледостава, $\varepsilon = 1$ и $K_3 = 1$.

Если принять $n \approx n_3$, $B \approx B_{п.л}$, $y \approx 1/6$, $\varepsilon \approx 1$ (большие глубокие реки), получим $K_3 \approx 0,63$. Иногда в качестве среднего значения K_3 приводит эта цифра. Однако при ее получении было сделано много допущений.

2.5.3. Экстраполяция зависимости уровней от расходов воды

Экстраполяцией зависимости $Q = Q(H)$ называется ее продолжение за пределы измеренных расходов воды. Чем меньше период наблюдений, тем меньшая амплитуда гидравлических элементов потока охвачена измерениями. Экстраполяция зависимости $Q = Q(H)$ может быть за пределами наименьших и наибольших измеренных расходов воды. Второй случай значительно чаще встречается на практике.

Экстраполяцию $Q = Q(H)$ проводят для расчетов максимальных расходов. Прежде чем перейти к экстраполяции, следует привести неоднозначные кривые к однозначным.

В зависимости от пределов экстраполяции выражения $Q = Q(H)$ различают экстраполяцию до наблюдаемых естественных уровней (чаще всего связано с расчетами речного стока) и до проектных уровней (связано с проектированием гидротехнических сооружений).

Проектными называют уровни, соответствующие расчетным расходам воды при проектировании гидротехнических сооружений и мостов. При строительстве высоконапорных плотин проектные уровни могут значительно превышать естественные высокие уровни воды.

Экстраполяцию считают надежной, если кривая $Q=Q(H)$ продлевается вверх примерно до 0,2 ($H_{\max}-H_{\min}$), а вниз — примерно до 0,05 ($H_{\max}-H_{\min}$).

Непосредственная экстраполяция кривой расходов воды и экстраполяция по кривой средних скоростей. Непосредственная экстраполяция $Q=Q(H)$ может быть графической и аналитической. В первом случае кривую расходов продолжают за пределы измерений, сохраняя в основном ее направление. При этом учитывают, что кривая расходов в пределах экстраполируемой части становится более пологой, то есть dH/dQ убывает, при уменьшении крутизны берегов и менее пологой при увеличении шероховатости берегов (под влиянием растительности и др.).

Аналитически экстраполяцию осуществляют по уравнению (2.117).

Учитывая, что $Q=\omega v$, а график функции $\omega=\omega(H)$ не нуждается в экстраполяции, так как ω можно вычислить при любом уровне, графически экстраполируют лишь кривую $v=v(H)$. Если последнюю функцию трудно экстраполировать из-за сложности ее вида, можно воспользоваться методикой М. П. Сасорова: предварительно построить график $v=v(h_{\text{ср}})$. В некоторых случаях эта функция для рек близка к линейной. При заданных высоких уровнях H по кривой $\omega=\omega(H)$ отсчитывают ω , вычисляют $h_{\text{ср}}=\omega/B$, затем с проэкстраполированной $v=v(h_{\text{ср}})$ берут значение v и вычисляют $Q=v\omega$.

Экстраполяция кривой расходов воды по числу Фруда. По данным о глубинах $h_{\text{ср}}$ и скоростях v определяют $\text{Fr}=\alpha v^2/gh_{\text{ср}}$ и строят график функции $H=H(\text{Fr})$. Коэффициент α вычисляют по формуле (2.18).

В приближенных расчетах принимают $\alpha=1$. Затем эту линейную или близкую к ней зависимость экстраполируют до требуемого уровня. Отсчитывая значение Fr при заданном высоком уровне, вычисляют среднюю скорость потока:

$$v=\sqrt{\text{Fr} gh_{\text{ср}}}.$$

а затем и расход $Q=v\omega$.

Иногда целесообразно вместо Fr использовать $\sqrt{\text{Fr}}$. В качестве вспомогательного графика для экстраполяции $Q=Q(H)$ можно взять и выражение $H=H(v/\sqrt{gh_{\text{ср}}})$.

Дальнейшее развитие этого способа экстраполяции $Q=Q(H)$ заключается в использовании инварианта подобия Г. В. Железнякова

$$C_r = \frac{\alpha v^2}{gh_{\text{ср}}} \cdot \frac{B}{h_{\text{ср}}} = \frac{\text{Fr}}{\alpha_B}, \quad (2.124)$$

где $\alpha_B = h_{\text{ср}}/B$.

Если C_r сохраняет приблизительно постоянное значение в пределах данного створа реки или для группы рек с аналогичными русловыми процессами, то при $v=Q/Bh_{\text{ср}}$

$$\alpha Q^2/gBh_{\text{ср}}^4 = C_r \approx \text{const}. \quad (2.125)$$

Это значит, что зависимость, построенная в координатах $h_{\text{ср}}^2(gB/\alpha)^{1/2}$ и Q должна быть линейной.

Экстраполяция кривой расходов воды по уравнению равномерного движения. Предположим, что в пределах зоны экстраполяции $Q=Q(H)$ были измерены уклоны поверхности воды I . Коэффициент C вычисляют из формулы (2.116) при 5...7 уровнях. Их назначают примерно через равные интервалы (желательно в точках перелома смоченного периметра) в верхней половине кривой $Q=Q(H)$, построенной по фактическим данным, включая и уровень при наибольшем измеренном расходе. Затем строят график $C=C(H)$ и экстраполируют до нужных высоких уровней; соответствующие расходы Q вычисляют из формулы (2.116). На крупных реках верхняя часть кривой $C=C(H)$ часто переходит в прямую, параллельную оси H , то есть $C=\text{const}$. В тех случаях, когда $C=C(H)$ имеет сложный вид (характерно для малых рек), следует проверить возможность экстраполяции C по зависимости $C=C(h_{\text{ср}})$ и $C=C(I)$. Предположим, что не были измерены уклоны. Подставляя в уравнение (2.116) коэффициент Шези, определяемый по формуле (2.90) при $R \approx h_{\text{ср}}$, получаем

$$Q/\omega h_{\text{ср}}^{0,5+y} = \sqrt{I}/n. \quad (2.126)$$

С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель предложили экстраполировать зависимость величины, стоящей в левой части этой формулы, с уровнем H . Эту зависимость строят отдельно для основного русла, правобережной и левобережной пойм. Показатель y вычисляют из формулы (2.91). Чтобы учесть неравномерность распределения глубин h по ширине потока, расход воды на вертикали представим в виде:

$$q = \frac{1}{n} h \sqrt{hI}.$$

Расход всего потока при допущении, что I и n не изменяются по ширине потока:

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \int_0^B h^{3/2+y} db. \quad (2.127)$$

Интеграл определяют построением кривой изменения величины $h^{3/2+y}$ по ширине потока. Площадь, ограниченная этой кривой и линией поверхности воды, и дает искомым интеграл. Экстраполяциям подлежит отношение расхода Q к этому интегралу в зависимости от уровня. Кривые строят отдельно для основного русла и пойм.

Экстраполяция паводочных петель и перенос кривых расходов в расчетные створы. Рассмотрим случай неустановившегося движения воды с ясно выраженным образованием паводочных петель, показанных на рисунке 2.34 сплошными линиями 1, 2 и

3. Требуется проэкстраполировать паводочную петлю 4 до высокого измеренного уровня $H_{\max}$. Часть этой петли построена по измеренным расходам и уровням.

Сначала необходимо построить кривую $Q=Q(H)$ при установившемся движении воды (кривая 5). Ее проводят плавно через вершины имеющихся паводочных петель и экстраполируют. Затем откладывают наибольший измеренный уровень $H_{\max}$ и через эту точку проводят ветви подъема и спада (пунктирная линия) с учетом расположения кривых 1, 2 и 3. Чтобы внести большую определенность в построение кривой 4, следует обратить внимание на изменение наибольших разностей в расходах по кривым подъема и спада ΔQ в зависимости от уровня H . Этот приближенный прием экстраполяции паводочных петель применим, если нет переменного подпора и деформаций дна потока.

Створы проектируемых гидротехнических сооружений и мостов редко совпадают с гидрометрическими в связи с различиями в предъявляемых к ним требованиях. Поэтому возникает вопрос о переносе $Q=Q(H)$ в створы проектируемых сооружений. Такие створы в отличие от гидрометрических называются *расчетными*.

При равномерном движении $Q=Q(H)$ переносят в расчетный створ путем параллельного смещения кривой на величину падения уровня ΔH . Значение ΔH положительно при перенесении кривой расходов вверх по течению потока и отрицательно — вниз по течению.

При установившемся неравномерном движении ΔH рассчитывают по уравнению неравномерного движения, решая его известными из гидравлики способами.

Перенос $Q=Q(H)$ в расчетный створ наиболее достоверен по уровням, соответствующим одинаковым фазам их изменения во времени и называемым *соответственными*. Поэтому в сложных случаях в расчетном створе заранее (до половодья) устанавливают водомерный пост и проводят параллельные измерения уровней.

2.5.4. Определение стока воды

В задачу гидрометрии входит определение *объема стока* W на основе измерений гидравлических элементов потока. Зная W , можно вычислить различные характеристики стока, например его модуль. Исходными данными для вычисления W являются ежедневные уровни и кривая расходов воды.

По измеренным ежедневным уровням H по кривой расходов находят расходы Q . Масштаб кривой расходов должен обеспечивать отсчет Q с точностью до трех значащих цифр. Если кривая $Q=Q(H)$ сохраняется в течение нескольких лет или ее приходится часто использовать, целесообразно с помощью кривой или уравнения расходов составить таблицу расходов.

Среднесуточные расходы воды определяют по среднесуточным уровням. При резких колебаниях уровней внутри суток такой прием приводит к снижению среднесуточного расхода, поэтому в таком случае следует сначала найти расходы по срочным уровням, а затем их среднее значение.

Наглядное представление о колебании расходов воды во времени дает хронологический график изменения расходов воды в данном створе водотока $Q = Q(t)$. Он называется *гидрографом* и широко используется в различных гидрологических расчетах. Сток воды W за период t выражается интегралом

$$W = \int_0^t Q dt. \quad (2.128)$$

Суточный сток равен $86\,400\,Q$, где Q — среднесуточный расход, а $86\,400$ — число секунд в сутках. Поэтому интеграл (2.128) можно представить в виде:

$$W = \sum_1^n (86\,400Q) = 86\,400 \sum_1^n Q.$$

После умножения и деления правой части этого выражения на число суток n в периоде получится

$$W = 86\,400n \left(\frac{\sum_1^n Q}{n} \right) = NQ_{\text{ср}},$$

где $Q_{\text{ср}}$ — средний для этого периода расход воды; N — число секунд в периоде.

Итогом обработки наблюдений являются многолетние характеристики расхода воды, к которым относятся их средние и экстремальные значения, а также среднегодовые модули стока по пятилетиям и за многолетний период наблюдений.

2.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСХОДОВ И СТОКА НАНОСОВ

2.6.1. Определение расходов взвешенных наносов

Количество наносов, проносимых через живое сечение потока в единицу времени, называется *расходом наносов*. Соответственно различают расход взвешенных G_n и влекомых G_d наносов.

Отношение расхода взвешенных наносов G_n к расходу воды Q представляет среднюю мутность всего потока, поэтому

$$G_n = \rho_{\text{м.ср}} Q.$$

Различают еще местную $\rho_{\text{м}}$ и среднюю мутность на вертикали $\rho_{\text{м.в}}$.

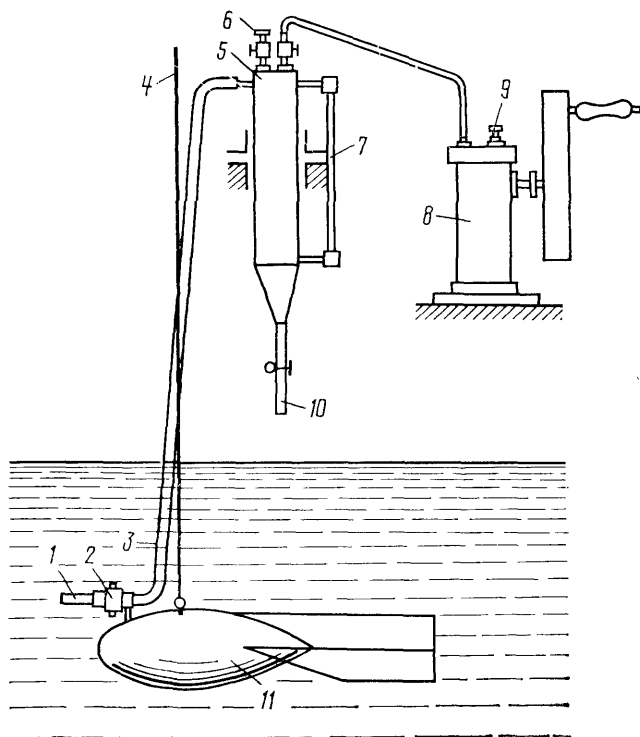


Рис. 2.35. Вакуумный батометр:

1 — заборный наконечник; 2 — держатель; 3 — резиновый шланг; 4 — трос; 5 — вакуумная камера; 6 — кран для выпуска воздуха; 7 — водомерное стекло; 8 — насос; 9 — отверстие для выхода воздуха; 10 — трубка для выпуска воды; 11 — гидрометрический груз.

Для определения расходов наносов требуется измерить скорость, глубину, расход воды и мутность потока. Приборы для измерения мутности называются *батометрами*. По принципу действия они подразделяются на *батометры мгновенного и длительного наполнения*.

Батометры мгновенного наполнения рекомендуются для исследования пульсации мутности при последовательном взятии пробы воды. Осредненную во времени мутность определяют батометрами длительного наполнения — *вакуумными батометрами* (рис. 2.35). Конструкции таких приборов были предложены и использованы Б. В. Проскуряковым, Б. В. Поляковым и др. Принцип их действия основан на всасывании воды с наносами через заборный наконечник 1 и шланг 3 в вакуумную камеру 5 с помощью насоса 8. В камере создается разрежение, обеспечивающее всасывание воды со скоростью, близкой к местной скорости течения воды u . В зависимости от глубины потока и скорости течения заборную трубку (наконечник) опускают в поток на штанге или на тросе с гидрометрическим грузом 11, как показано на рисунке 2.35. Вместимость камеры вакуумных бато-

метров бывает 1, 3 и 6 л. Работать с прибором можно с лодки, катера, понтона, мостика, люльки при расположении камеры над уровнем воды не более 4 м. При ширине потока $B < 20$ м вакуумную камеру с наносом устанавливают на берегу.

Во время взятия пробы воды насос поддерживает постоянный вакуум, обеспечивающий соответствие скорости движения воды в заборном наконечнике скорости течения в точке потока. При взятии пробы нельзя переполнять камеру, так как вода может попасть в насос и вывести его из рабочего состояния.

Пробу сливают в бутылку через полностью открытый кран, поэтому вода стекает быстро, смывая наносы со стенок камеры.

Фильтровать взятую пробу можно непосредственно из камеры, не сливая в бутылки. Для этого трубку 10 при помощи резинового шланга присоединяют к фильтровальному прибору и создают в камере 5 давление, не превышающее 981 гПа.

Прибор для измерения мутности с помощью светового излучения называется *фотоэлектрическим мутномером* (консисто-метром). Его действие основано на изменении электрического тока, возникающего в фотоэлементе под действием светового потока, проходящего через двухфазную среду, состоящую из наносов и воды. Если условие однократного рассеяния света на взвешенных частицах не нарушается, то фототок прямо пропорционален мутности потока.

Расходы взвешенных наносов в гидрометрических створах измеряют точечным, суммарным и интеграционным способами.

Точечным способом определяется мутность в точках ρ_m на скоростных вертикалях. Точки для измерения мутности на скоростных вертикалях располагаются в основном по той же системе, что и для измерения скоростей.

При *суммарном способе* пробы воды, взятые в разных точках вертикали, сливают в один сосуд и анализируют.

При *интеграционном способе* батометр равномерно перемещается по вертикали от поверхности воды до дна и обратно. В результате определяют среднюю мутность $\rho_{м.в}$ на вертикали.

Наносы отделяют от воды фильтрованием или отстоем на месте работы (на судне) или в помещении гидрологической станции (поста). Фильтры с наносами в воздушно-сухом состоянии упаковывают и высылают в стационарную лабораторию, где определяют массу, плотность и гранулометрический состав наносов.

На протяжении года измеряют от 10 до 60 расходов взвешенных наносов G_n в зависимости от сложности режима наносов и степени их изученности в данном створе реки или канала. Подавляющее большинство расходов наносов G_n измеряют в период половодья.

Методика определения расходов наносов предусматривает возможность расчета их ежедневных значений по нескольким измеренным в году расходам. Для этого определяется локальная мутность в какой-нибудь точке потока или средняя мутность

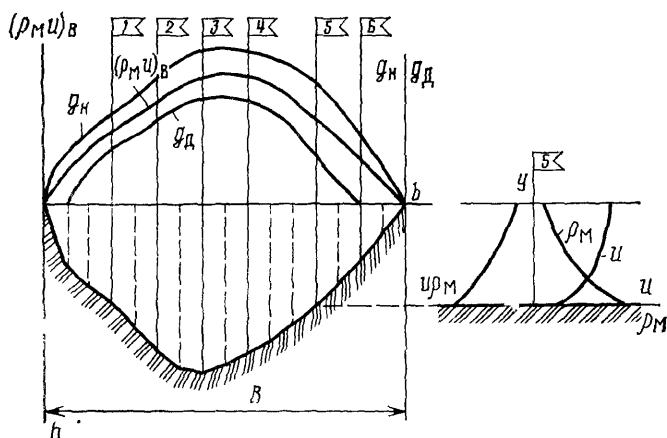


Рис. 2.36. К расчету расходов взвешенных и донных наносов.

на вертикали. Местоположение для взятия проб воды, называемых *единичными*, на определение локальной мутности должно быть выбрано на основе анализа распределения мутности в живом сечении потока при разных уровнях воды. Необходимо, чтобы мутность на выбранной вертикали была функционально связана со средней мутностью потока. Единичные пробы воды на мутность берут ежедневно в сроки измерений уровней воды.

Расходы взвешенных наносов, измеренные точечным способом, рассчитывают графически, а измеренные суммарным, интеграционным и точечным (в двух и одной точках) способами — аналитически. Расчеты начинают с вычисления местной мутности ρ_m или средней мутности на вертикали $\rho_{m,в}$ в зависимости от способа измерения расхода G_n . При этом $\rho_{m,в}$ и ρ_m равны ρ_n/W , где ρ_n — масса наносов в пробе воды объемом W . Если ρ_n выражено в граммах, а W — в кубических сантиметрах, то $\rho_m = 10^6 \rho_n / W$, г/м³. Мутность ρ_m подсчитывают с точностью до трех значащих цифр, но не точнее 0,01 г/см³.

Графический способ применяют совместно с расчетом расхода Q (рис. 2.36). Строят эпюры скоростей $u = u(y)$ и эпюры мутностей $\rho_m = \rho_m(y)$. Перемножив ρ_m на местные скорости u , получают *расход наносов (взвешенных) в точке*, то есть $u\rho_m$ [г/(см²·с)], называемый *единичным*. Затем строят эпюры распределения $u\rho_m$ по глубине (на рисунке 2.36 такая эпюра показана на вертикали 5). Площади эпюр, найденные планиметрированием или другим способом, представляют расходы взвешенных наносов на вертикалях g_n [г/(м·с)]. Разделив g_n на h , получают *средние единичные расходы наносов на вертикалях* $(u\rho_m)_в$, по которым строят кривую их распределения по ширине потока. С такой эпюры снимают значение $(u\rho_m)_в$ для каждой промерной вертикали и вычисляют $g_n = (u\rho_m)_в h$, то есть

расходы наносов на всех вертикалях. Затем строят эпюру распределения g_n по ширине потока, площадь которой численно равна расходу взвешенных наносов G_n г/с. Если G_n выражено в килограммах в секунду, то $\rho_{м.ср} = G_n \cdot 1000/Q$, г/м³.

На графике (рис. 2.36) под профилем живого сечения выписывают цифровые данные.

Расход взвешенных наносов G_n аналитическим способом вычисляют по формуле, аналогичной в структурном отношении формуле (2.54) и с тем же значением коэффициента k , учитывающего распределение скоростей вблизи берегов водотока.

2.6.2. Определение расходов влекомых наносов

Расходы влекомых наносов измеряют при помощи *донных батометров*. Одновременно берут пробы донных отложений приборами, конструкции которых зависят от характера дна потока. Расходы влекомых наносов измеряют одновременно с расходами воды и взвешенными наносами на одних и тех же вертикалях. В течение года должно быть проведено не менее десяти таких измерений, причем 6...8 из них в период паводка.

Расход влекомых наносов на вертикалях g_d подсчитывают по формуле:

$$g_d = P_d / t_6 b_6, \quad (2.130)$$

где P_d — масса наносов в пробе, г; t_6 — продолжительность выдержки батометра; b_6 — ширина входного отверстия донного батометра.

Обычно g_d выражают в г/(м·с), t_6 — в с, b_6 — в см. При таких размерностях числитель формулы (2.130) нужно умножить на 100.

Определить расход наносов можно без батометров, если влекомые наносы движутся в виде песчаных волн. Пусть длина песчаной волны l_r , высота h_r и скорость движения гребня u_r . За промежуток времени $l_r/u_r = t_r$ волна переместится на всю длину l_r . Объем влекомых наносов на вертикали (на единицу ширины потока) равен $\psi l_r h_r$, где ψ — коэффициент формы песчаной волны. Так, если волна в продольном разрезе имела бы форму треугольника, то $\psi = 0,5$, обычно $\psi > 0,5$. Расход влекомых наносов на вертикали равен

$$g_d = \frac{\psi \rho_n l_r h_r}{t_r} = \frac{\psi l_r \rho_n h_r}{l_r / u_r} = \psi \rho_n h_r u_r, \quad (2.131)$$

где ρ_n — плотность наносов в естественном залегании.

Следовательно, для определения расхода g_d указанным способом нужно знать высоту волны, скорость ее движения и коэффициент формы ψ . Для этого измеряют глубины по закрепленным продольным профилям реки через определенные интервалы времени (1...5 сут).

Скорость u_r существенно меньше средней скорости на вертикали u_v . Отношение u_r/u_v ориентировочно изменяется от

0,0004 до 0,02, в зависимости от характеристик потока и наносов.

Для регистрации движения крупных наносов, скачкообразно перемещающихся в придонном слое горных рек, Н. Я. Соколов предложил прибор, датчик которого воспринимает удары частиц наносов и преобразовывает их в электрические сигналы. Интенсивность сигналов, пропорциональная силе соударений, может быть зарегистрирована дистанционно на фотопленке осциллографа.

Графический способ расчета G_d заключается в построении эпюры распределения g_d по ширине потока (см. рис. 2.36). Площадь эпюры численно равна G_d . Ее начальные и конечные точки не совпадают с урезами воды, так как на прибрежных участках дна, где скорости потока незначительные, не наблюдается перемещения влекомых наносов. Положение вертикалей при $g_d=0$ находят в процессе взятия проб влекомых наносов. За вертикаль с $g_d=0$ принимают ту, на которой в течение 10 мин батометр практически не улавливает наносы.

2.6.3. Определение стока наносов

Сток взвешенных наносов, то есть количество взвешенных наносов, проносимое потоком через живое сечение за какой-нибудь период, рассчитывают, используя две основные зависимости: связь между местными ρ_m и средними мутностями и связь между расходом взвешенных наносов G_n и расходами воды Q . Предпочтение отдают той зависимости, которая в условиях данной реки ближе к функциональной и однозначной и позволяет вычислять сток наносов с более высокой точностью.

В качестве местных принимают единичные мутности $\rho_{m.ед}$. Связь между единичными и средними мутностями чаще бывает линейной (опытные точки располагаются рассеянно, в виде полосы).

Расчет ежедневных расходов взвешенных наносов на основании $\rho_{m.ср} = \rho_{m.ср}(\rho_{m.ед})$ проводят в следующем порядке. Строят график $\rho_{m.ед} = \rho_{m.ед}(t)$, где t — время. На этом же чертеже строят гидрограф $Q = Q(t)$. Ход измерения $\rho_{m.ед}$ и Q сопоставляют и анализируют; отдельные точки с резким отклонением от общего хода $\rho_{m.ед} = \rho_{m.ед}(t)$ после проверки вычислений исключают. Пользуясь графиком $\rho_{m.ед} = \rho_{m.ед}(\rho_{m.ср})$, находят ежедневные $\rho_{m.ср}$ и $G_n = \rho_{m.ср}Q$. Затем строят график $G_n = G_n(t)$, называемый *гидрографом расходов взвешенных наносов*. Площадь, ограниченная этой кривой, численно равна стоку взвешенных наносов W_n за определенный период.

Связь между расходами воды и расходами взвешенных наносов используют при нарушении однозначности связи $\rho_{m.ср} = \rho_{m.ср}(\rho_{m.ед})$.

Зависимость $G_n = G_n(Q)$ проявляется довольно разнообразно. Определив $G_n = G_n(Q)$ по ежедневным Q , находят ежедневные

G_n и подсчитывают сток W_n по аналогии с расчетом стока воды. Иногда оба способа расчета стока наносов применяют одновременно.

Для вычисления стока влекомых наносов используют зависимость $G_d = G_d(Q)$. Она бывает однозначной и неоднозначной. Для анализа последней необходимо использовать скорости течения воды v , глубины h_{cp} и уклоны I , поскольку от них зависит транспорт наносов.

Наиболее достоверно сток донных наносов можно определить при помощи водохранилищ. Этот способ, называемый *суммарным*, применим, если на водотоке есть зона подпора, в которой происходит значительное уменьшение скоростей течения и отложение более крупных фракций наносов.

2.7. ВОДНЫЙ КАДАСТР

Для рационального использования водных ресурсов необходимы гидрологические данные в систематизированном виде. С давних пор проводятся работы по обобщению результатов гидрометрических работ на реках, каналах и других водных объектах. Систематизированный свод сведений о водных ресурсах страны называется *водным кадастром*. В дальнейшем содержание водного кадастра как государственной системы учета вод расширилось.

Гидрологические ежегодники. Результаты гидрологических работ на водных объектах обрабатывают, анализируют, обобщают и публикуют; за основной интервал времени принимают один год. Систематизированный свод сведений о водном объекте за годичный период называют гидрологическим ежегодником. Полнота сведений, помещаемых в них, была неодинаковой в разные периоды. Первоначально публиковались главным образом результаты измерения уровней воды. Первым крупным изданием в России были «Сведения об уровне воды на внутренних водных путях». Издание осуществлялось Министерством путей сообщения в 1901—1915 гг. и было продолжено ГГИ в 1931—1948 гг. Всего было издано 26 томов (41 книга), содержащих результаты гидрологических наблюдений за 1881—1935 гг. на реках и озерах России и СССР. В период 1931—1948 гг. ГГИ осуществил издание Материалов по режиму рек СССР, содержащих результаты наблюдений основных элементов гидрологического режима рек России и СССР по 1935 г. Всего было издано 7 томов (20 книг). Гидрологические ежегодники являются продолжением этих изданий и содержат сведения об уровне и расходах воды, о крупности наносов, расходах наносов, температуре воды, толщине льда и др.

Разделение Гидрологического ежегодника на тома и выпуски основано на принятой в Госкомгидромете СССР схеме гидрографического деления территории СССР на 10 больших водосборов. Каждый из них разделен на 5...10 речных бассейнов.

Государственный учет вод и их использования. Единая госу-

дарственная система учета вод и их использования обеспечивает систематические наблюдения за режимом водных объектов и учет всех вод единого государственного водного фонда и их использования. Состав и сроки наблюдений за количеством и качеством вод, точность измерений и расчетов и формы представления информации должны удовлетворять требованиям: планирования по использованию водных ресурсов; проектирования водохозяйственных, транспортных, промышленных, сельскохозяйственных и других объектов; ведения водного государственного кадастра; гидрологического прогнозирования; прогнозирования качества вод; разработки мероприятий по предупреждению и устранению вредного воздействия вод; оперативного управления водными ресурсами; регулирования юридических и экономических отношений между водопользователями. Единая государственная система учета вод и их использования состоит из трех подсистем: государственного учета поверхностных вод (водных объектов), государственного использования поверхностных вод, учета подземных вод и их использования.

Государственный водный кадастр. В современном понимании государственный водный кадастр — это систематизированный свод данных учета вод по количественным и качественным показателям, регистрации водопользований, а также данных учета использования вод. Первый водный кадастр был составлен в 1931—1940 гг. Он включал четыре серии: кадастр поверхностных вод; кадастр подземных вод (издание завершено после Великой Отечественной войны), морской кадастр, гидрометеорологический кадастр. Издание кадастра поверхностных вод было закончено в 1940 г. Оно представляет обобщение материалов гидрологических наблюдений и исследований, выполненных различными организациями.

Второй водный кадастр — Справочники по ресурсам поверхностных вод СССР — был издан в 1959—1974 гг. Справочники состоят из трех серий: Гидрологическая изученность, Основные гидрологические характеристики, Ресурсы поверхностных вод СССР. Каждая серия состоит из 20 томов.

Государственный водный кадастр ведется по двум системам: государственный фонд памяти на унифицированных технических носителях, содержащий данные о водных объектах, их изученности, водопользовании и водопотреблении;

периодические издания справочных материалов, включающие: каталог вод, составляющий единый государственный водный фонд СССР, и каталог водопользований; ежегодные (квартальные, месячные) сведения о водных ресурсах, качестве вод, водопотреблении и водопользовании, водном балансе крупных озер и водохранилищ; многолетние характеристики водных ресурсов, режима и качества вод, водопотребления и водопользования (издаются через 5...10 лет); водные ресурсы и водные балансы бассейнов крупных рек, экономических районов, республик, водные балансы внутренних морей СССР.

Автоматизированная система сбора и обработки данных гидрологических наблюдений. В автоматизированную систему сбора, обработки, накопления, хранения и распространения данных государственного учета вод и государственного водного кадастра входят гидрологические посты, станции, территориальные и региональные вычислительные центры Госкомгидромета СССР, специализированные центры (банки данных) и Всесоюзный научно-исследовательский институт гидрометеорологической информации — мировой центр данных как головной центр по хранению данных Гидрометфонда СССР, по распространению данных государственного учета вод и государственного водного кадастра.

Автоматизированная система позволяет широко использовать ЭВМ, для чего необходимо сведения о водных объектах и результаты гидрологических наблюдений заносить на технические носители информации. В зависимости от назначения различают промежуточные и долговременные технические носители. К первым относятся: перфокарты, перфоленты, магнитные ленты и диски (в процессе работы на ЭВМ). Информация для ввода в ЭВМ заносится на перфокарты с помощью системы пробивки стандартных отверстий. Перфолента (телеграфная бумажная лента) может быть пяти-, семи-, восьмипозиционной. Отверстия на перфоленте для переноса на нее гидрологической информации пробиваются с помощью международного телеграфного кода.

С целью хранения информации в течение продолжительного времени и ввода ее в ЭВМ используют магнитные ленты, микрофильмы с бинарным кодом, микрофильмы банков и перфокарты.

3.1. РЕЖИМ РЕК. ОЗЕРА И БОЛОТА

3.1.1. Типы питания рек.

Фазы водного режима

Питание рек происходит поверхностными и подземными водами. Поверхностное питание, в свою очередь, подразделяется на снеговое, дождевое и ледниковое.

Снеговое питание рек обусловлено таянием весной снега, накопившегося в течение зимы. Для большинства равнинных рек европейской части СССР сток весеннего половодья составляет более 50% суммарного годового стока.

Дождевое питание рек происходит за счет обложных дождей и ливней. Дождевое питание, в особенности ливневое, отличается значительными колебаниями в течение всего года. Обложные дожди могут захватывать большие площади и обеспечивать сток в более или менее продолжительный период. Ливни же, распространяющиеся на небольшие площади и имеющие малую продолжительность, вызывают значительное, но кратковременное повышение стока. Реки с дождевым или преобладающим дождевым питанием находятся в Закавказье, в северной части Черноморского побережья, в Крыму и Восточной Сибири.

Ледниковое питание — сток от таяния льда и вечных снегов в высокогорных районах. Наибольший ледниковый сток наблюдается в самые жаркие месяцы.

Питание рек подземными водами наиболее устойчиво и равномерно в течение круглого года. Подземное питание в той или иной мере имеют почти все реки, например у Волги оно составляет около 30%. На некоторых малых реках подземное питание достигает 60%. В районах вечной мерзлоты подземное питание ограничено. Наибольшее распространение имеет смешанное питание. В зависимости от условий питания в режиме рек СССР выделяют: половодье, паводки и межень.

Половодье — фаза водного режима реки, ежегодно повторяющаяся в данных климатических условиях в один и тот же сезон, характеризующаяся наибольшей водностью, высоким и длительным подъемом уровня воды. Оно вызывается на равнинных реках снеготаянием (весеннее половодье), на высокогорных — таянием снега и ледников (летнее половодье), в муссонных и тропических зонах — выпадением летних, затяжных дождей (летнее половодье на реках Дальнего Востока).

Паводок — фаза водного режима реки, которая может многократно повторяться в различные сезоны года, характеризуется интенсивным, обычно кратковременным, увеличением расходов и уровней воды и вызывается дождями или снеготаянием во время оттепелей. Выдающийся по величине и редкий по повторяемости паводок (половодье), могущий вызвать жертвы и разрушения, называют катастрофическим паводком.

Межень — фаза водного режима реки, ежегодно повторяющаяся в одни и те же сезоны, характеризующаяся малой водностью, длительным стоянием низкого уровня и возникающая вследствие уменьшения питания реки. К летней (летне-осенней) межени относят период от конца половодья до осенних паводков, а при их отсутствии — до начала зимнего периода, то есть до возникновения на реке ледовых явлений. Летняя межень может быть устойчивой, продолжительной, а также прерывистой, неустойчивой (периодически нарушаемой дождями).

Зимняя межень совпадает обычно с периодом ледостава. Расходы воды от начала замерзания рек постепенно снижаются, достигая минимума перед вскрытием; это связано с истощением запасов подземных (грунтовых) вод.

3.1.2. Распределение стока по сезонам. Классификация рек СССР

Количество воды, поступающей в реки в различные периоды года, весьма различно, то есть распределение стока за год неравномерно. На распределение стока в первую очередь влияют климатические факторы — осадки и температура воздуха. Несмотря на значительные колебания этих факторов в различные годы, они характеризуют общий тип годового распределения стока. На распределение стока влияют также размер бассейна, его рельеф, геологическое строение, водоносные горизонты, наличие лесов, болот и озер, хозяйственная деятельность человека.

Климатические факторы определяют общий характер распределения стока в том или другом географическом районе. Остальные же физико-географические факторы могут в значительной мере изменить внутригодовое распределение стока, свойственное данному району. Это особенно важно для малых рек, где влияние так называемых дополнительных факторов может быть преобладающим.

Климатические факторы имеют географическую зональность. Поэтому различные источники питания средних рек в том или ином районе имеют постоянное соотношение, а форма гидрографа является устойчивой для разных рек. На этом принципе основаны различные классификации рек, которые отражают распределение годового стока. Первая климатическая классификация рек земного шара принадлежит известному русскому климатологу А. И. Воейкову (1884 г.). В основу этой классификации положено время наступления основного половодья в соот-

ветствии с распределением источников питания; характер изменения водности в течение года не учитывался.

Впоследствии советские исследователи (Б. Д. Зайков, М. И. Львович и др.) положили в основу характеристики внутригодового распределения стока гидрограф стока.

Все реки Советского Союза Б. Д. Зайков делит на три основные группы: с весенним половодьем, с половодьем в теплую часть года и с паводочным режимом. Реки с весенним половодьем наиболее распространены в СССР. В зависимости от характера половодья и размера стока в остальную часть года реки этой группы делятся еще на пять типов.

Казахстанский — характеризуется очень высокой волной половодья и низким (до полного пересыхания) стоком в остальную часть года. Сток дают почти исключительно зимние осадки, быстрое таяние которых вызывает высокое, но непродолжительное половодье (рис. 3.1, 1).

Восточноевропейский — характеризуется высоким весенним половодьем, летней меженью, прерываемой эпизодически ливнями, низкой зимней меженью и повышенным осенним стоком. Некоторые реки этого типа имеют два максимума: первый (главный) — весной и второй — осенью (рис. 3.1, 2).

Западносибирский — имеет небольшое, растянутое половодье, повышенный летне-осенний сток и низкую зимнюю межень. Наличие в бассейнах рек этого типа болот, озер, обширных, заливаемых пойм оказывает регулирующее влияние на сток. Длительная зима предопределяет низкий зимний сток (рис. 3.1, 3).

Восточносибирский — характеризуется высоким половодьем, систематическими летне-осенними паводками и очень низким зимним стоком. Этот тип рек связан с обильными дождями летом и осенью и ограниченностью подземного питания (рис. 3.1, 4).

Алтайский — отличается невысоким, растянутым, гребенчатовидным половодьем, повышенным летне-осенним и низким зимним стоком. Характер половодья рек этого типа обуслови-

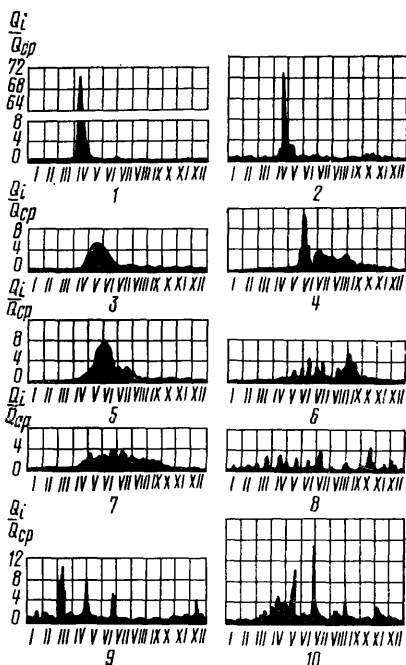


Рис. 3.1. Типы рек СССР по внутригодовому распределению стока.

вается особенностями таяния снега в горах: постепенным продвижением области снеготаяния из долин в возвышенные места. На снеговое половодье накладываются дождевые паводки. Устойчивый зимний сток обусловлен запасом подземных вод (рис. 3.1, 5).

Реки с половодьем в теплую часть года делятся на два типа.

Дальневосточный — имеет растянутое, гребенчатовидное половодье и низкий сток в холодное полугодие (зимних осадков здесь мало); подземное питание ограничено вследствие распространения вечной мерзлоты (рис. 3.1, 6).

Тяньшаньский — распространен в горах Средней Азии, Большого Кавказа и Камчатки, отличается от предыдущего более высоким зимним стоком. Питание рек ледниковое (рис. 3.1, 7).

Реки с паводочным режимом в зависимости от характера распределения паводков в течение года делятся на три типа.

Причерноморский — характеризуется паводочным режимом в течение всего года. Основной источник питания — дожди. Частично питание происходит за счет снега, который выпадает в горах и обычно быстро тает (рис. 3.1, 8).

Крымский — отличается от предыдущего низким стоком летнего сезона (рис. 3.1, 9).

Северокавказский — распространен в восточной части северного склона Большого Кавказа, характеризуется паводками в теплое время и устойчивой меженью в холодное (подземное питание незначительное) (рис. 3.1, 10).

Рассмотренные десять типов рек учитывают лишь основные, наиболее характерные черты режима рек СССР.

3.1.3. Ледовый режим рек

Началом ледового режима принято считать момент устойчивого понижения температуры воздуха ниже нуля; концом — момент очищения реки от льда. Весь зимний период делится на три части: замерзание реки, ледостав и вскрытие.

Замерзание реки. При появлении отрицательных температур воздуха начинается процесс охлаждения поверхностных слоев воды, на ее поверхности появляется так называемое сало — тонкая пленка, имеющая вид разлитой масляной жидкости. Одновременно возникают ледовые образования у берегов — забереги, то есть появляется корка тонкого льда в тихих заводях и на участках со слабым течением или почти стоячей водой.

Выпадение в это время обильного снега приводит к образованию на поверхности воды снежуры — комковатого скопления льда со снегом.

Вследствие турбулентного течения воды в реках происходит непрерывное перемешивание водных масс. Поэтому при охлаждении верхних слоев, непосредственно соприкасающихся с холодным воздухом, постепенно охлаждается вода во всем живом сечении потока. При сильном охлаждении воздуха температура

воды может быть близкой к нулю и даже иметь отрицательное значение на сотые доли градуса. Переохлаждение воды создает благоприятные условия для образования внутри потока кристаллов льда, которые затем объединяются в глыбы губчатой структуры. Эти образования носят название *внутриводного льда*.

По мере развития процесса льдообразования массы рыхлого губчатого льда, образовавшегося внутри потока, всплывают на поверхность. Всплывший внутриводный лед, снежура, сало образуют большие скопления льда, называемые *шугой*. При движении шуги по поверхности водного потока (шугоход) скопления ее, соприкасаясь с холодным воздухом, смерзаются в льдины или ледяные поля, и шугоход переходит в осенний ледоход.

Осенний ледоход иногда сопровождается *зажорами* — скоплением в живом сечении реки масс внутриводного льда с включением мелкобитого кристаллического льда. Зажоры преграждают путь движущейся воде, вызывая подъем уровня и затопление территории.

Внутриводный лед. Давно установлено, что перед образованием поверхностного покрова из кристаллического льда в потоке появляется внутриводный лед. Исследования процессов образования внутриводного льда проведены советским ученым В. Я. Альтбергом (1939 г.), который считает, что для образования первичных кристаллов льда необходимы два условия: переохлаждение воды и наличие относительно неподвижного слоя воды, в котором происходит кристаллизация.

Переохлаждение воды происходит благодаря турбулентному перемешиванию потока, причем тем интенсивнее, чем больше его скорость. Относительно неподвижный слой воды существует в придонном потоке даже при больших скоростях течения. Переохлажденные частички воды, опускаясь на дно, касаются холодной его поверхности и превращаются в кристаллы льда. При этом выделяется скрытая теплота льдообразования, но тепло непрерывно уносится течением; кристаллы входят в соприкосновение с новыми переохлажденными частицами, и кристаллизация продолжается. Постепенно кристаллы увеличивают свою массу, но остаются в местах их образования благодаря силе сцепления льда с неровностями дна. В какой-то момент накопления льда на дне взвешивающая сила становится больше силы сцепления, и лед всплывает, нередко увлекая частицы грунта, камни и даже предметы, находящиеся на дне.

Экспериментальными исследованиями установлено, что внутриводный лед может образовываться не только на дне, но и на любом другом твердом предмете в воде. Центрами кристаллизации могут быть также частички взвешенных наносов.

Наиболее благоприятные условия для образования внутриводного льда представляют участки с быстрыми течениями и каменистым дном. Чем больше скорости и интенсивнее турбулентное перемешивание, тем лучше условия для переохлаждения воды и переноса тепла, выделяемого при кристаллизации.

Образование внутриводного льда прекращается, как только река покрывается поверхностным льдом. Вследствие малой теплопроводности льда переохлаждение воды невозможно.

Внутриводный лед в реках причиняет большой вред: закупоривает всасывающие трубы городских водопроводов, забивает турбины гидростанций, водозаборные сооружения на оросительных и осушительных системах. В этих случаях нарушается или полностью прекращается на некоторый период нормальная работа сооружений.

Борьба с внутриводным льдом должна быть направлена на устранение причин, вызывающих его появление, то есть на уменьшение скорости течения путем устройства запаней на поверхности воды из дерева или хвороста. Уменьшение скорости течения влечет за собой быстрое образование поверхностного льда и прекращение процесса образования внутриводного льда.

В некоторых случаях приходится идти на остановку ГЭС, чтобы уменьшить скорость течения и вызвать быстрое образование поверхностного льда. На гидростанциях применяют обогревание решеток водоприемников электрическим током или очистку их ото льда механическим способом. Водозаборные сооружения водопроводов для предотвращения их обмерзания помещают в ковши, отрываемые в берегах.

Ледостав. С увеличением числа и размеров льдин на поверхности воды скорость движения их уменьшается. В местах сужения или крутого поворота реки, у островов или искусственных сооружений скорость плывущих льдин замедляется. В условиях отрицательных температур воздуха это приводит к быстрому смерзанию ледяных полей и образованию сплошного ледяного покрова, или ледостава. Замерзание реки по ее длине происходит неодновременно. Если река протекает в меридиональном направлении, северные ее участки замерзают раньше, чем южные. Поверхность ледяного покрова также не везде одинакова: местами она гладкая, местами наблюдаются нагромождения льдов. Некоторые участки реки не замерзают в течение всей зимы или части ее. Такие незамерзшие участки называются полыньями. Причины их образования — большие скорости течения, например на порогах, выход в русло относительно теплых подземных вод, сброс в реку промышленных вод. Полыньи способствуют образованию внутриводного льда и зажоров.

На порожистых, незамерзающих участках рек возникают своеобразные ледовые образования, называемые *пятрами*. Пятры представляют скопления внутриводного льда конусообразной формы. Быстро нарастая, они достигают поверхности воды, вершины их под влиянием морозов покрываются ледяной коркой. Располагаясь рядом, пятры создают ледяную преграду, способную поднять уровень воды на вышележащем участке.

В период ледостава на поверхности ледяного покрова иногда возникают наледи — наросты льда в виде напластований, утолщений, бугров. Наледи образуются следующим образом.

При низких температурах воздуха происходит интенсивное нарастание ледяного покрова и уменьшение живого сечения; вода, не помещаясь в суженном живом сечении, под напором выходит по трещинам во льду на поверхность и замерзает. Такой процесс может происходить в течение зимы несколько раз, и тогда наледи достигают значительных размеров. Большое распространение эти образования имеют на реках северо-востока СССР (Лена, Колыма, Индигирка и др.).

После установления на реке поверхностного ледяного покрова происходит увеличение его толщины. Основной фактор, влияющий на толщину льда, — температура воздуха. Толщину льда $h_{\text{л}}$ (м) в естественных условиях, то есть при покрытии его снегом, можно рассчитать по эмпирической формуле:

$$h_{\text{л}} = \varphi (\sum t)^n, \quad (3.1)$$

где $\sum t$ — сумма среднесуточных отрицательных температур воздуха от начала льдообразования до данного момента; n — показатель степени; согласно исследованиям Ф. И. Быдина, для северных рек $n=0,5$; φ — коэффициент, в формуле Быдина, равный 2,0. По предложению других авторов коэффициент φ колеблется в пределах от 1,2 до 2,0.

Вскрытие реки. С наступлением положительных температур воздуха начинается таяние снега, льда и поступление талых вод в реки. Прежде всего стает снег на поверхности льда, затем лед оттаивает возле берегов, образуются полосы воды вдоль берегов — закраины. Образование закраин обусловлено поступлением теплых талых вод с бассейна и теплоотдачей берегов.

Увеличение расхода и повышение уровней воды реки приводит в движение ледяные массы, происходит подвижка льда. Лед трогается большими полями, движется медленно, а затем останавливается. Подвижек льда может быть несколько, в зависимости от типа весны. Дальнейшее поступление воды и повышение уровня способствуют поднятию, разламыванию и передвижению льда по течению — начинается весенний ледоход. Весенний ледоход значительно превосходит осенний.

Большие массы льда, нагромождаясь в сужениях русла, образуют заторы. Заторы нередко приобретают большую силу, особенно на реках, текущих с юга на север, так как вскрытие реки в северной части происходит позднее, чем в южной.

3.1.4. Классификация и водный баланс озер

Озерами называются заполненные водой котловины или впадины земной поверхности, не имеющие непосредственного соединения с морем (океаном) и отличающиеся замедленным водообменом.

В развитии озера можно выделить три фазы: *а* — озеро сохраняет свою котловину почти неизменной, существующие отложения еще не оказывают заметного влияния на его ложе; *б* — образуется береговая отмель, появляются дельты в местах впадения рек, развивается водная растительность; *в* — неров-

ности котловины сглажены отложениями наносов, за счет продуктов разрушения берегов и откосов дельта расширяется береговая отмель, уменьшается глубина, растительность распространяется почти по всей поверхности озера.

В дальнейшем оно превращается в мелкий водоем с повсеместным развитием растительности, которая из подводной части переходит в надводную и превращает озеро в болото.

По происхождению озера могут быть: плотинные, котловинные и смешанные.

Плотинные озера образуются вследствие перекрытия долины реки обвалом, наносами, обломочным материалом отступающего ледника.

Котловинные озера в зависимости от условий и причин образования котловины бывают тектонические, вулканические, дефляционные, ледниковые, карстовые и термокарстовые.

У *тектонических* озер котловины образовались в результате тектонических процессов (резких изменений в земной коре), например при землетрясениях. Тектонические озера бывают очень глубокими (Байкал, Севан, Иссык-Куль и др.).

Вулканические озера появляются под действием вулканических сил, например Курильское озеро, Кроническое и др.

Дефляционные озера образуются в результате выдувания горных пород и в понижениях между барханами и дюнами. Их котловины обычно неглубоки.

Ледниковые озера являются результатом действия ледников, покрывавших когда-то огромные площади континентов. Примером таких озер может служить Селигер.

Карстовые озера — результат химической деятельности подземных и поверхностных вод. Эти озера встречаются в бассейнах р. Северной Двины, на Волжско-Онежском водоразделе, в Горьковской области и Марийской АССР, а также в Башкирской АССР.

Термокарстовые озера возникают в результате заполнения водой углублений на поверхности земли, образующихся в районах вечной мерзлоты, вследствие таяния подземных пластов или линз льда. Такие озера распространены на территории Якутской АССР.

Смешанные озера образуются от совместного воздействия различных причин. Например, озерная котловина тектонического происхождения подвергалась действию ледников, повлиявших на ее формирование (Ладожское и Онежское озера). Котловина озера плотинного типа может быть подготовлена процессами выветривания, деятельностью поверхностных и подземных вод.

Озера делятся на две категории: сточные и бессточные. Сточные озера характеризуются тем, что поступающие в них поверхностные и подземные воды расходуются на питание вытекающих из них рек, а также на испарение и фильтрацию. Сточные озера могут иметь сток в течение круглого года или лишь в период наибольшего притока (временно сточные озера).

В частном случае, когда одна из стекающих в озеро рек по водности того же порядка, что и река, вытекающая из него, озеро называется проточным. Река, вытекающая из озера, имеет меньшую амплитуду колебания уровней (и расходов); гидрографы таких рек более сглаженные и распластанные, чем гидрографы свободных рек. Озеро служит естественным регулятором режима вытекающей из него реки.

Бессточные озера расходуют поступающие в них воды в основном на испарение и частично на просачивание в грунт.

По составу воды озера разделяются на пресные и соленые, или минеральные. Сточные озера, как правило, бывают пресными. В бессточном озере происходит испарение чистой воды, а соли остаются в нем. Поэтому вода в бессточном озере непрерывно минерализуется (засоляется), и тем быстрее, чем больше концентрация солей приносимых в него вод.

В СССР насчитывается более 2,8 млн. озер, суммарная площадь которых составляет около 490 тыс. км² (исключая Каспийское и Аральское озера, которые принято считать внутренними морями). Малые озера, с площадью водной поверхности менее 1 км², составляют 99,2%. Четырнадцать озер площадью водной поверхности более 1000 км² относятся к числу величайших озер мира. В озерах сосредоточено 27,2 тыс. км³ воды. Из них 23 тыс. км³ приходится на озеро Байкал. Размеры крупных озер приведены в таблице 3.1.

3.1. Крупные озера СССР

Озеро	Площадь водной поверхности, км ²	Максимальная глубина, м	Объем воды, км ³	Река, вытекающая из озера
Байкал	31 500	1 741	23 088	Ангара
Балхаш	18 300	26	112	—
Ладожское	17 700	230	908	Нева
Онежское	9 720	120	285	Свирь
Иссык-Куль	6 280	702	1 730	—
Таймыр	4 560	26	13	Нижняя Таймыра
Чудско-Псковское	3 550	15	25,2	Нарва
Севан	1 360	83	58,5	Раздан
Белое	1 290	20	5,2	Шексна
Ильмень	982	6		Волхов

Водный баланс озера, то есть соотношение прихода и расхода воды, можно представить так:

$$u_{\text{пр}} + u'_{\text{пр}} + k + x - (y_{\text{ст}} + y'_{\text{ст}} + E) = \pm \Delta H, \quad (3.2)$$

где $u_{\text{пр}}$, $u'_{\text{пр}}$ — поверхностный и подземный приток в озеро; k — конденсация водяных паров на поверхности озера; x — осадки, выпадающие на поверхность озера; $y_{\text{ст}}$, $y'_{\text{ст}}$ — поверхностный и подземный сток из озера; E — испарение с поверхности озера; ΔH — аккумуляция воды в озере.

Все члены уравнения водного баланса в формуле (3.2) выражены в виде слоя воды. Можно написать уравнение вод-

ного баланса, выразив все его элементы в объемах; тогда в правой части уравнения будет записано приращение объема ΔV . Если обозначить приходную часть уравнения водного баланса через V_A , а расходную через V_B , уравнение (3.2) получит вид:

$$V_A - V_B = \Delta V. \quad (3.3)$$

Это соотношение показывает, что приток воды равен оттоку при $\Delta V = 0$, то есть когда уровень воды в озере не меняется. Когда $\Delta V > 0$ (уровень повышается), приток в озеро больше расхода воды $V_A > V_B$. Когда $\Delta V < 0$ (уровень понижается), приход воды в озеро меньше расхода $V_A < V_B$.

Уравнение водного баланса (3.2) справедливо для сточных озер. В бессточных озерах сток из озера отсутствует, вода в основном расходуется на испарение. Поэтому для бессточного озера уравнение водного баланса при отсутствии фильтрации воды через ложе озера имеет вид:

$$y_{\text{пр}} + y'_{\text{пр}} + k + x - E = \pm \Delta H. \quad (3.4)$$

Применительно к многолетнему периоду величина ΔH , как имеющая различные знаки, превращается в нуль, и уравнение водного баланса озера за многолетний период принимает вид: для сточного озера

$$\bar{y}_{\text{пр}} + \bar{y}'_{\text{пр}} + \bar{k} + \bar{x} - (\bar{y}_{\text{ст}} + \bar{y}'_{\text{ст}} + E) = 0, \quad (3.5)$$

для бессточного озера

$$\bar{y}_{\text{пр}} + \bar{y}'_{\text{пр}} + \bar{k} + \bar{x} - \bar{E} = 0. \quad (3.6)$$

В эти уравнения входят среднеемноголетние значения элементов водного баланса.

3.1.5. Ветровые волны и сейши

Движение воды в озерах может быть поступательным (течение) и колебательным.

Поступательное движение водных масс озера возникает под действием ветра (ветровые течения) или в результате неравномерного охлаждения и нагревания масс воды. В проточных озерах возможны речные течения, образующиеся вследствие того, что в месте впадения реки уровень воды в озере повышается, а у истока реки понижается; создается уклон водной поверхности, приводящий в движение водные массы озера.

Колебательные движения водных масс озера создаются ветровыми волнами и сейшами.

Исследованиями установлено, что если две среды разной плотности соприкасаются одна с другой, то только в состоянии покоя разделяющая их поверхность будет плоскостью. Если же хотя бы одна из них движется, разделяющая поверхность принимает волнообразный характер. В случае взаимодействия потока воздуха (ветер) с поверхностью озера ниже поверхности раздела возникает колебательное движение частиц воды вверх и вниз по некоторой замкнутой траектории. Это колебательное

движение обуславливается тем, что каждая частица воды, поднятая выше среднего уровня, стремится под влиянием силы тяжести опуститься вниз и благодаря инерции опускается ниже этого уровня и т. д. К указанному чисто колебательному движению присоединяется сравнительно небольшое поступательное движение воды, гонимой ветром. Так образуется волнообразное движение воды, увеличивающееся по мере усиления ветра.

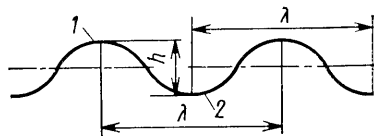


Рис. 3.2. Схема ветровой волны.

Ветровая волна характеризуется следующими элементами (рис. 3.2): высшей точкой (1), называемой вершиной или гребнем волны, и низшей (2) — подошвой. Расстояние между двумя последовательными гребнями или подошвами двух волн называется длиной волны, расстояние по вертикали между гребнем и подошвой — высотой волны. Отношение высоты волны к ее длине характеризует крутизну волны. Промежуток времени, в течение которого волна проходит путь, равный ее длине, носит название периода волны. Расстояние, проходимое какой-нибудь точкой волны (например, гребнем) в единицу времени, называется скоростью волны.

Для определения высоты волны существует ряд эмпирических формул, например формула В. Г. Андреянова:

$$h_v = 0,0208 u_v^{5/4} D^{1/3}, \quad (3.7)$$

где h_v — высота волны, м; D — длина разгона волны, км; u_v — скорость ветра, м/с.

Сейши — колебательные движения всей массы воды в озере — образуются в результате резкого изменения давления в различных частях озера, а также при резких скачках силы и направления ветра над озером, например при прохождении циклона. Поверхность воды озера при сейшах приобретает уклон то в одну, то в другую сторону. Неподвижная ось, около которой колеблется водная поверхность озера, называется узлом. Сейши могут быть одноузловые, двухузловые и т. д. (рис. 3.3). Наиболее распространены одноузловые сейши. Изучать сейши необходимо для правильного установления среднего уровня воды в озере.



Рис. 3.3. Одноузловые (а) и двухузловые (б) сейши.

3.1.6. Замерзание озер

Основной источник поступления тепла в озеро — прямая солнечная радиация. Кроме этого, на нагревание озерной воды влияют: теплота слоев воздуха, лежащих над поверхностью воды; теплоотдача берегов озера и озерной котловины; теплота, освобождающаяся при образовании льда и конденсации водяных паров на поверхности озера; более высокая температура воды впадающих в озеро рек и подземного притока.

Потеря тепла происходит при излучении его в атмосферу. В значительно меньшей степени на охлаждение озера влияет потеря тепла при испарении воды и таянии льда, при впадении в озеро холодных притоков и т. д.

Соотношение количества тепла, получаемого и отдаваемого озером, называется тепловым балансом. Для анализа термического режима озера необходимо учитывать следующие термические свойства воды: чрезвычайно малую теплопроводность (передача тепла по глубине под влиянием одной лишь физической теплопроводности происходит очень медленно); большую теплоемкость (поэтому водоемы представляют мощные аккумуляторы тепловой энергии, сохраняющие ее значительно дольше, чем почва); увеличение плотности воды при понижении температуры до 4°C (наибольшая плотность пресной воды при температуре 4°C). Дальнейшее понижение температуры (ниже 4°C) снижает плотность до точки замерзания, а с переходом воды в лед плотность резко падает.

Перераспределение тепла по глубине озера происходит главным образом благодаря конвекции, течениям и волнениям.

Конвекцией называется вертикальное перемещение частиц из-за их различной плотности. Конвекция — основная причина неравномерного распределения температуры воды по глубине. В этом отношении выделяются два основных случая.

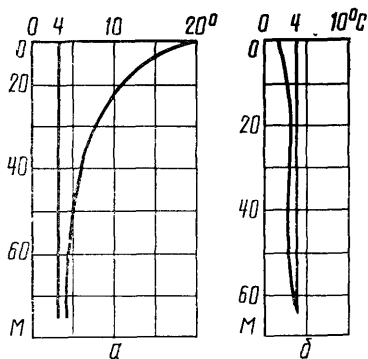


Рис. 3.4. Прямая (а) и обратная (б) термическая стратификация озера.

Если температура всей массы озера от поверхности до дна выше 4°C , у поверхности располагаются теплые слои воды, а ниже все более и более холодные, имеющие большую плотность, то есть с глубиной температура воды постепенно понижается. Такое послойное распределение температуры воды по глубине называется прямой стратификацией (рис. 3.4, а).

Если температура всей массы озера находится в пределах $0...4^{\circ}\text{C}$, у поверхности находятся слои с более низкой температурой, а ниже в соответствии с из-

менением плотности располагаются слои с постепенно увеличивающейся температурой, все более приближающейся к 4°C . Такое явление называется обратной термической стратификацией (рис. 3.4, б).

Прямая стратификация наблюдается в теплое время года и усиливается при нагревании воды. При охлаждении поверхности озера верхние слои становятся более тяжелыми и опускаются вниз, происходит перемешивание слоев, стратификация нарушается. При длительном охлаждении вся вода озера принимает однородную температуру наибольшей плотности. Дальнейшее охлаждение уже не вызывает опускания верхних слоев, и стратификация переходит в обратную. Такой переход совершается обычно осенью перед замерзанием озера. Прямая стратификация устойчива при нагревании воды озера, обратная — при охлаждении.

Процесс замерзания озер происходит следующим образом. При похолодании, когда температура на поверхности озера падает ниже 4°C , в озере устанавливается обратная стратификация. Дальнейшее понижение температуры воздуха вызывает охлаждение поверхностного слоя воды до 0°C . Этот слой остается на поверхности, переохлаждается и превращается в лед. Если озеро спокойно, в первую же ясную холодную ночь поверхностный слой воды превращается в тонкую сплошную ледяную пленку. В дальнейшем эта пленка постепенно утолщается, превращаясь в ровный, гладкий покров из прозрачного кристаллического льда.

При сильном ветре образование льда на самой поверхности из-за волнения становится невозможным, но переохлаждение воды распространяется на некоторую глубину и способствует образованию внутриводного льда. В этом случае замерзание озера происходит аналогично замерзанию реки.

Замерзание озера начинается только тогда, когда температура поверхностного слоя понизится до 0°C , то есть при охлаждении нижних слоев до 4°C . Поэтому всегда проходит какое-то время от даты перехода температуры воздуха через 0°C до даты замерзания озера.

3.1.7. Болота, их образование и классификация

Болотами называются избыточно увлажненные участки земной поверхности, занятые влаголюбивой, приспособленной к недостатку кислорода в почве растительностью. На этих участках идет процесс торфонакопления; толщина торфа такова, что корни основной массы растений не достигают подстиляющего минерального грунта. Участки, на которых толщина торфа мала и корни растений располагаются в минеральном грунте, относятся к заболоченным землям.

Болота образуются при заболачивании суходольных участков или зарастании естественных водоемов.

Образование болот на суходолах происходит в областях с замедленным стоком, малой речной сетью, преобладанием притока воды над оттоком. Заболачиванию способствует неглубоко залегающий слой водонепроницаемого грунта (обычно глины), что вызывает постоянное избыточное содержание влаги в верхних горизонтах.

При таких условиях в хвойном лесу появляются зеленые мхи, затем сфагнум, прекращающий доступ кислорода к корням деревьев и ведущий к постепенному отмиранию деревьев и переходу леса в болото.

Заболачивание лугов происходит под влиянием плотнотусовых злаков. Дернина затрудняет проникновение кислорода в почву, задерживает осадки между кочками; происходит накопление органического вещества (торфа), луговая растительность гибнет; образуется осоковое болото. Затем под влиянием недостатка зольной пищи осоки уступают место мхам.

В районах вечной мерзлоты заболачиванию способствует толща вечномерзлого грунта, задерживающего всю воду у поверхности земли.

Образование болот возможно у подножия склона речной долины, если этот склон непрерывно увлажняется выходящими на поверхность грунтовыми водами.

Болота образуются при зарастании водоемов: озер, речных стариц, заводей. В результате отложения ила на дне озера, так называемого сапропеля, и выноса в озеро минеральных и органических веществ, смытых с водосборной площади, происходит постепенное обмеление озера. С берегов оно начинает зарастать водной растительностью, которая, отмирая и падая на дно, способствует дальнейшему обмелению озера. С течением времени водная растительность покрывает все озеро и образуется болото с характерной водолюбивой растительностью. Отмирающая растительность, насыщенная водой, вследствие недостатка в воде кислорода полностью не разлагается и превращается в торф.

В зависимости от стадии развития различают следующие типы болот: низинные, переходные и верховые.

Низинные болота относительно богаты минеральными веществами, что способствует развитию травяной растительности: осок, тростника, зеленых мхов. Мощность торфа в таких болотах небольшая.

Переходные болота — по мере увеличения мощности торфа и уменьшения в нем минеральных веществ осоковая растительность заменяется кустарниковой и древесной.

Верховые болота — дальнейший процесс накопления органических веществ и уменьшения минеральных солей приводит к распространению мха сфагнума. Сфагнум быстрее растет в центре болота, поэтому поверхность болота принимает выпуклую форму. Центр болота бывает на 5 м и более выше, чем с края.

3.1.8. Гидрологические особенности болот

Болото имеет ряд гидрологических особенностей по сравнению с озером, рекой и сушей. В торфяных болотах содержится от 89 до 94% воды и всего 11...6% сухого вещества, которое и удерживает в болоте такое огромное количество воды. Связанность воды в болоте сухим веществом торфа исключает возможность ее использования для дополнительного питания рек. Осушение болот снижает содержание воды в торфе незначительно, до 85%. Дальнейшее снижение влаги в торфяных болотах происходит только под влиянием испарения. Таким образом, болота являются аккумуляторами влаги.

Гидрологический режим болот обуславливается такими факторами, как источники питания, структура и свойства торфа, движение воды в торфяных грунтах, колебания уровня грунтовых вод, испарение, сток с болот.

Источники питания болот. Условия питания болот различных типов неодинаковы и зависят от высотного положения болота. Низинные и переходные болота питаются главным образом грунтовыми водами и поверхностными водотоками в период их разлива, верховые болота — в основном атмосферными осадками.

Структура и водные свойства торфа. Органическая часть торфяной массы представляет сочетание частиц различных размеров: от видимых невооруженным глазом до коллоидных частиц. С повышением степени разложения торфа увеличивается количество мелких фракций и их удельная поверхность. Поэтому по мере увеличения степени разложения торфа увеличивается степень связанности воды с твердой фазой.

Содержащаяся в торфяном болоте вода делится на свободную, отделяющуюся от торфа под действием силы тяжести, и связанную с торфяной массой, не отделяющуюся под действием силы тяжести.

Наибольшее количество воды, которое удерживается грунтом в порах при наличии свободного стока, называется полной влагоемкостью. Полная влагоемкость торфа в несколько раз больше, чем минеральных грунтов; в сфагновых торфах она достигает 92...94%, в низинных травяных торфах — 89...91%.

Слой торфа, расположенные выше уровня грунтовых вод, увлажнены до полной влагоемкости за вычетом потерь на испарение, которые увеличиваются по мере приближения к поверхности.

К водным свойствам торфа относится его водопроницаемость, характеризующаяся коэффициентом фильтрации. Коэффициент фильтрации торфа зависит от типа болота и степени разложения торфа. Наибольший коэффициент фильтрации имеют самые верхние, наименее уплотненные слои торфа. С глубиной по мере увеличения степени разложения торфа водопроницаемость его падает. Коэффициент фильтрации нижних,

сильно разложившихся и уплотненных слоев торфа близок к нулю.

Движение воды в торфяном грунте. Фильтрация воды в торфяной залежи происходит в основном в верхнем слабоуплотненном слое. Этот слой — от поверхности болота до среднего положения низших уровней грунтовых вод на болоте — называется деятельным, или активным, слоем болота; ниже расположен инертный слой.

Деятельный слой болота характеризуется изменением уровня грунтовых вод, высоким коэффициентом фильтрации и переменной влажностью. Для верховых болот его толщина в среднем равна 0,3 м, для низинных — 1,5 м.

Инертный слой отличается постоянным содержанием воды и ничтожно малой водопроницаемостью торфа; практически вся влага в инертном слое находится в связанном состоянии. Поэтому из торфяной залежи в реку может поступать только свободная вода, аккумулированная в деятельном слое.

Колебания уровня грунтовых вод. На его положение влияют рельеф болота, характер растительности, климат, осушительные каналы. Уровень грунтовых вод на болоте не образует горизонтальной поверхности, а следует изменениям рельефа. Сеть осушительных каналов понижает этот уровень.

Под влиянием климата на болоте происходят сезонные колебания уровня грунтовых вод. Весеннее половодье поднимает его (весенний максимум). Минимальный уровень наблюдается летом (летний минимум) при повышении температуры воздуха и увеличении испарения. Понижение температуры воздуха осенью при наличии атмосферных осадков вызывает подъем уровня грунтовых вод (осенний максимум).

Медленный сток воды с болот в зимнее время при отсутствии поверхностного питания приводит к постепенному снижению грунтовых вод в течение зимы (зимний минимум).

Испарение с болот. В зависимости от положения уровня грунтовых вод выделяются три стадии в процессе испарения. Первая стадия относится к условиям полного насыщения болотного грунта водой. Уровень грунтовых вод находится на поверхности торфа или ниже, но в пределах зоны капиллярного поднятия в наиболее крупных порах. В этом случае испарение целиком определяется метеорологическими факторами. При дальнейшем понижении этого уровня, когда уже не все, а только более мелкие поры смогут подавать воду к поверхности, наступает вторая стадия испарения.

Наконец, при понижении уровня грунтовых вод ниже зоны капиллярного поднятия наступает третья стадия испарения, когда капиллярный поток к поверхности отсутствует, и почва начинает просыхать на некоторую глубину.

Колебание месячного испарения из года в год также соответствует изменению уровня грунтовых вод. В те месяцы, когда наблюдаются резкие колебания уровня грунтовых вод, испаре-

ние также сильно изменяется и, наоборот, при незначительных колебаниях уровня грунтовых вод испарение из года в год меняется мало. Испарение с верховых болот в июле и августе ниже, чем с водной поверхности. Это объясняется понижением уровня грунтовых вод в эти месяцы, ухудшением водоснабжения сфагнового мха и уменьшением транспирации.

В зонах лесостепи и степи влаголюбивая растительность низинных болот может испарять больше, чем соседние незаболоченные территории.

Сток с болот. Благодаря большой влагоемкости болото способно аккумулировать значительный объем воды. Однако вследствие малой водоотдачи торфа, а также в связи с низким расположением болот накопленная в торфянике вода не используется на питание рек, а теряется на испарение, особенно в теплое время года.

Б. С. Маслов и А. Г. Булавко провели исследования водного баланса 24 речных водосборов на территории Белоруссии с различной степенью заболоченности. Анализ данных показал явное уменьшение коэффициента годового стока с повышением заболоченности водосбора. Так, при заболоченности 4% коэффициент стока составил 0,92, при 41% — 0,18. Расчет коэффициента стока по опубликованным данным других авторов (К. Е. Иванова, В. Ф. Шебеко и др.) позволил сделать вывод, что коэффициент стока с заболоченных территорий изменяется от 0,19 до 0,28, со слабозаболоченных 0,32...0,40, то есть почти в 1,5 раза выше.

В. В. Рахманов, анализируя изменение водности 55 рек (притоки Верхней Волги и 40 рек, стекающие с ее водоразделов в водные системы рек Северной Двины, Оки, Западной Двины), установил, что на каждый процент заболоченности бассейна слой годового стока уменьшается в среднем на 0,4...0,5 мм.

Болота оказывают существенное влияние на внутригодовое распределение стока.

Как отмечалось ранее, сток с болот осуществляется в основном путем фильтрации в деятельном слое. Поэтому снижение уровня грунтовых вод ниже границы деятельного слоя сопровождается или полным прекращением стока, или уменьшением его до весьма малых значений. Вследствие этого с верхового болотного массива в периоды низкого стояния уровня грунтовых вод (зимой и летом) сток прекращается.

Сток с низинных болот формируется за счет грунтовых и поверхностных вод, поступающих на поверхность болота при разливах рек, и в меньшей мере за счет атмосферных осадков. Такие условия приводят к тому, что на низинных болотах сток в летний период бывает несколько выше, чем на верховых, и, следовательно, низинные болота обеспечивают более устойчивое питание рек в летний период, чем верховые. Таким образом, верховые и низинные болота по-разному влияют на внутригодовое распределение стока.

Влияние болот на максимальный сток весеннего половодья зависит от типа болота, расположения болотных массивов на водосборе и от степени заболоченности бассейна. Так, исследования Г. В. Железнякова и Н. Н. Захаровской показали, что при заболоченности до 35% модули максимального стока половодья уменьшаются. Это объясняется главным образом несовпадением пиков половодья с заболоченных и суходольных частей водосбора. Несовпадение пиков половодья происходит от неравномерности таяния снега на разных угодьях: вначале снег тает в поле, затем в лесу и на болотах.

С возрастанием заболоченности водосбора (более 35%) максимальный модуль стока половодья увеличивается; при заболоченности 80...100% максимальный модуль стока бывает выше, чем с незаболоченного бассейна. При сплошной заболоченности снеготаяние, а следовательно, и сток происходит одновременно со всего бассейна. Кроме того, при полном заполнении емкости деятельного слоя талые воды устремляются к реке, в то время как на незаболоченных водосборах часть талых вод расходуется на фильтрацию в грунт.

Влияние заболоченности на максимальные расходы воды весеннего половодья может быть выражено формулой Г. В. Железнякова и Н. Н. Захаровской:

$$\delta = 1 - af_6 - bf_6^2,$$

где δ — отношение максимального модуля стока $M_{\max}$ при любой площади болот F_6 к $M_{\max}$ при $F_6=0$; $f_6=F_6/F$; F — площадь водосбора; a и b — коэффициенты уравнения, убывающие с возрастанием обеспеченности максимальных расходов:

$p, \%$	.	.	.	.	.	.	.	.	.	0,01	1	10
a	.	.	.	.	.	.	.	.	.	2,2	1,6	1,4
b	.	.	.	.	.	.	.	.	.	3,0	2,2	2,0

Под обеспеченностью максимального расхода понимается вероятность превышения рассматриваемого расхода. Например, при $p=0,1\%$ максимальный расход может быть превышен один раз в $100/0,1=1\,000$ лет (подробно об обеспеченности гидрологических величин см. 3.2.2). Связь между δ и K_6 для дождевого стока выражается аналогичной формулой, но с другими коэффициентами a и b .

Появление стока с болот от дождей зависит от слоя осадков и глубины залегания грунтовых вод. Если уровень грунтовых вод находится ниже деятельного слоя болота, то небольшое количество выпадающих осадков может вызвать подъем грунтовых вод только в пределах инертного слоя болота, полностью аккумулируясь в этом слое и не оказывая влияния на сток. При расположении уровня грунтовых вод в пределах деятельного слоя каждый подъем уровня грунтовых вод от выпадающих осадков сопровождается резким повышением расхода воды в вытекающих из болот реках.

3.2. СТАТИСТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ И РАСЧЕТОВ СТОКА

3.2.1. Обоснование применения статистических методов в гидрологии

Методы математической статистики, основанные на теории вероятности, имеют широкое применение при исследовании гидрологических явлений и в особенности при расчетах стока.

Основная задача расчетов стока заключается в получении данных, характеризующих сток в будущем, когда будут действовать проектируемые мероприятия. Основанием для такого прогноза являются данные о стоке и определяющих его факторах за прошедшее время. Имея результаты непосредственных измерений стока за длительный период и основываясь на закономерностях явлений стока, с достаточной степенью вероятности можно получить необходимые характеристики стока.

Гидрологические явления и процессы в преобладающем большинстве многофакторные, то есть представляют результат действия большого числа факторов, степень влияния каждого из которых на формирование рассматриваемого явления учесть в полной мере не представляется возможным. Например, годовой сток зависит от количества осадков годовых, зимнего периода текущего гидрологического года, весенне-летнего периода предшествующего гидрологического года, температуры воздуха, запасов влаги в бассейне и др. Каждый из этих факторов, в свою очередь, обусловлен рядом действующих факторов, например радиационным балансом, теплообменном с атмосферой, циркуляцией воздушных масс. То же относится и к другим характеристикам стока (максимальному, минимальному и др.).

Выяснить закономерности, свойственные совокупности явлений, формирующихся как следствие многофакторных связей, можно лишь статистическими методами.

Использование статистических закономерностей в гидрологических расчетах основано на том, что характеристики гидрологического режима (максимальные, минимальные или годовые расходы воды, осадки и др.) рассматриваются как совокупность случайных величин. Случайными считают какие-либо значения одной и той же величины, последовательность появления которых не связана с появлением предыдущих значений этой же величины.

Теоретическим обоснованием возможности рассмотрения гидрологических рядов как совокупности случайных величин являются так называемые предельные теоремы теории вероятности.

Основное положение этих теорем сводится к закону больших чисел, согласно которому при очень большом числе случайных однородных явлений средний их результат практически

перестает быть случайным и может быть предсказан с большой степенью определенности. Это свойство случайных явлений достаточно отчетливо проявляется в рядах гидрологических величин.

Второе положение заключается в центральной предельной теореме, согласно которой явления (события), возникающие под действием суммы или произведения большого числа независимых (слабо зависимых) случайных факторов, образуют случайную совокупность, подчиняющуюся определенным статистическим законам.

Многие гидрологические явления могут рассматриваться как удовлетворяющие этой схеме.

3.2.2. Обеспеченность гидрологической характеристики.

Формулы эмпирической обеспеченности

Обеспеченность гидрологической характеристики — вероятность того, что рассматриваемое значение гидрологической величины может быть превышено.

Если ряд гидрологических характеристик, состоящий из n членов, расположить в порядке убывания, вероятность превышения в процентах или обеспеченность характеристики, занимающей m место в ряду, равна

$$p = mn^{-1} \cdot 100\%. \quad (3.8)$$

По формуле (3.8) обеспеченность последнего члена ряда независимо от числа входящих в него характеристик получается одинаковой и равной 100%. Поэтому в формулу (3.8) необходимо внести поправки, учитывающие асимптотическое приближение обеспеченности к 100% при $n \rightarrow \infty$.

Для установления эмпирической обеспеченности членов ограниченного ряда, которая бы в большей мере отвечала теоретической обеспеченности, предложено несколько формул. В общем виде эти формулы по С. Н. Крицкому можно записать так:

$$p = (m - a) (n + 1 - 2a)^{-1} \cdot 100\%, \quad (3.9)$$

где m — порядковый номер члена ряда, в котором значения рассматриваемой величины расположены в убывающем порядке; n — число членов ряда; a — параметр, который может изменяться от 0 до 1.

При $a = 0$ формула (3.9) принимает вид:

$$p = m (n + 1)^{-1} \cdot 100\%. \quad (3.10)$$

Это выражение предложено и теоретически обосновано С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем.

При $a = 0,3$ (предложение Н. Н. Чегодаева) формула (3.9) принимает вид:

$$p = (m - 0,3) (n + 0,4)^{-1} \cdot 100\%. \quad (3.11)$$

По исследованиям Е. Г. Блохинова, параметр a колеблется в пределах от 0,3 до 0,5 в зависимости от продолжительности и асимметричности ряда гидрологических характеристик.

Анализ формул (3.10) и (3.11) показывает, что для средних значений обеспеченности они дают близкие результаты. В области малых обеспеченностей формула Крицкого и Менкеля дает более высокие значения эмпирической обеспеченности, чем формула Чегодаева. В связи с этими нормами рекомендуется вести расчет эмпирической обеспеченности максимальных расходов по формуле (3.10) для определения максимумов стока малой обеспеченности. Формулу (3.11) рекомендуется применять при исследованиях годового и минимального стока.

Зная эмпирическую обеспеченность гидрологической характеристики, можно подсчитать вероятную повторяемость ее в годах. Под повторяемостью гидрологической величины понимают число лет N , в течение которых данная величина встречается (превышается) в среднем один раз. Обеспеченность p и повторяемость N связаны между собой следующим образом:

$$N = \frac{100}{p} \quad \text{при } p < 50\%, \quad (3.12)$$

$$N = \frac{100}{100 - p} \quad \text{при } p > 50\%. \quad (3.13)$$

Имея достаточно длинный ряд наблюдений по годовым, максимальным или минимальным расходам, можно вычислить эмпирическую обеспеченность каждого члена ряда по формулам (3.10) или (3.11) и построить ее эмпирическую кривую.

Однако эмпирическая кривая обеспеченности непосредственно не дает возможности решить вопрос о расходах за пределами фактических наблюдений, так как непосредственная экстраполяция ее довольно неопределенна и может привести к значительным ошибкам. Поэтому в гидрологии применяется ряд типовых математических кривых распределения для экстраполяции эмпирической кривой обеспеченности. Кроме того, используются различные клетчатки, позволяющие спрямить эмпирическую кривую обеспеченности и таким образом облегчить задачу ее экстраполяции.

3.2.3. Кривые распределения и их параметры

Кривая распределения представляет графическое изображение распределения случайной величины. Предположим, имеются наблюдения над какой-либо переменной величиной x , например над годовым стоком за период N лет. Выразим эти данные в относительных величинах $K = x_i/\bar{x}$ ($\bar{x}$ — среднее арифметическое значение ряда) и рассмотрим их не в календарной последовательности, а в виде статистического ряда, расположенного в порядке убывания. Если такой ряд разбить на одинаковые ин-

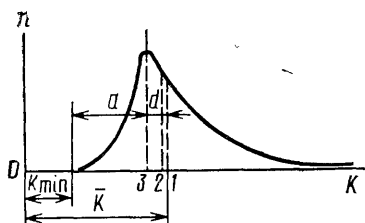


Рис. 3.5. Кривая распределения вероятностей:

1 — центр распределения; 2 — медиана; 3 — мода.

тервалы по величине стока и определить частоту повторения его значений в каждом интервале ($n_1, n_2, \dots, n_i$), можно построить ступенчатый график распределения частоты или вероятностей. Такой график в математической статистике называется гистограммой распределения. Чем ближе значение члена ряда к среднему значению, тем повторяемость больше. И, наоборот, по мере удаления от среднего значе-

ния вправо и влево все меньше членов ряда попадает в интервал, и повторяемость, или частота, падает. Это обстоятельство соответствует закону больших чисел, из которого следует, что чем больше отклонение какого-либо значения в данном ряду от среднего, тем меньше вероятность появления такой величины.

При безграничном росте членов ряда и уменьшении интервала до бесконечно малой величины гистограмма распределения превращается в плавную кривую или кривую распределения вероятностей (рис. 3.5). Кривая распределения дает наглядное представление о законе распределения случайной величины. Она характеризует вероятность появления того или иного значения рассматриваемого ряда случайных величин.

Кривая распределения имеет три характерные точки на оси абсцисс: точка 1 — центр распределения, соответствует среднеарифметическому значению ряда (ордината, проходящая через эту точку, называется центральной); точка 2 — медиана, делит ряд на две равные части; точка 3 — мода, представляет значение члена ряда, которому соответствует наибольшая частота. Ордината, проходящая через точку 3, называется модальной.

Кривые распределения бывают симметричные и асимметричные. Кривая распределения называется симметричной, если центральная, медианная и модальная ординаты совпадают и образуют ось симметрии. В асимметричных кривых эти ординаты не совпадают. Расстояние между центральной ординатой и модальной, называемое радиусом асимметрии d (рис. 3.5), показывает степень асимметричности кривой.

Гидрологические явления обычно характеризуются асимметричным распределением; распределение годового, максимального, минимального стока и других характеристик стока имеют положительную асимметрию (мода и медиана лежат левее центральной ординаты).

Основные параметры кривой распределения — среднеарифметическое ряда, характеристики рассеяния или изменчивости (дисперсия, среднеквадратическое и др.), характеристики симметричности (асимметричности).

Среднеарифметическое ряда переменной величины x представляет центр, относительно которого распределяются члены совокупности; определяется по формуле:

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^{i=n} x_i/n, \quad (3.14)$$

где n — число членов ряда.

Для безразмерного ряда, то есть для ряда модульных коэффициентов $K = x_i/\bar{x}$, среднеарифметическая величина равна единице, что видно из следующих преобразований:

$$\bar{K} = \sum_{i=1}^{i=n} K_i/n = \sum_{i=1}^{i=n} x_i/\bar{x}n, \text{ так как } \sum x_i/n = \bar{x}, \text{ то } \bar{K} = 1.$$

Приведенное к длительному периоду значение среднеарифметической по ряду многолетних наблюдений той или иной гидрологической характеристики в гидрологии называется нормой.

Предел, к которому приближается среднеарифметическое при достаточно большом числе наблюдений ($n \rightarrow \infty$), называется математическим ожиданием.

Изменчивость статистического ряда выражается различными характеристиками. Наиболее простая из них — амплитуда, или размах, варьирования:

$$A = x_{\max} - x_{\min}. \quad (3.15)$$

Наиболее часто используемая характеристика рассеивания (изменчивости) статистического ряда относительно средней его величины — среднеквадратическое отклонение

$$\sigma_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^2/n}. \quad (3.16)$$

Среднеквадратическое отклонение имеет размерность исходного ряда наблюдений.

Гидрологические расчеты ведут по рядам ограниченной длительности наблюдений. Такие ряды можно рассматривать как некоторую выборку из генеральной совокупности, то есть при $n \rightarrow \infty$. Поэтому среднеквадратическое отклонение σ , подсчитанное по выборочной совокупности, будет отличаться от истинного значения σ_0 генеральной совокупности на величину средней ошибки δ , обусловленной недостаточной продолжительностью ряда. Эта постоянная ошибка, как доказывается в курсах математической статистики, равна

$$\delta = \sqrt{n/(n-1)}. \quad (3.17)$$

Следовательно,

$$\begin{aligned}\sigma_0 &= \sigma \sqrt{\frac{n}{n-1}} = \\ &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^2}{n} \cdot \frac{n}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}. \quad (3.18)\end{aligned}$$

Расчеты по формуле (3.17) показывают, что при $n=10$ ошибка среднеквадратического отклонения выборочного ряда составляет 5%; при $n=20$ она равна 2,5%, при $n=30$ ошибка будет 1,6%. Поэтому при $n>30$ можно вычислять σ_x без учета ошибки δ , то есть по формуле (3.16).

Для сопоставления степени изменчивости двух и более рядов, образованных из существенно различных по абсолютной величине гидрологических характеристик, необходимо среднеквадратическое отклонение выразить в долях от среднеарифметического значения переменной. Отношение среднеквадратического отклонения к среднеарифметическому называется коэффициентом вариации (изменчивости)

$$C_v = \sigma_x / \bar{x}. \quad (3.19)$$

При замене в формуле (3.19) величины $x_i/\bar{x}$ на K получим значение коэффициента вариации безразмерного ряда при $n < 30$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (K_i - 1)^2 / (n-1)}. \quad (3.20)$$

Коэффициент вариации является безразмерной характеристикой изменчивости статистического ряда.

В качестве характеристики симметричности (асимметричности) ряда принимается среднее значение отклонений членов ряда от его среднего значения в кубе

$$M_3 = \sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^3 / (n-1). \quad (3.21)$$

Когда члены ряда располагаются симметрично относительно среднего значения, разные по величине положительные и отрицательные отклонения от среднего повторяются одинаково часто. Отклонения в третьей степени получаются с разными знаками, они взаимно уравниваются и сумма их будет равна нулю.

Если положительные отклонения (многоводные годы) повторяются реже, чем отрицательные, и наиболее часто наблюдающееся значение переменной (мода) оказывается меньше сред-

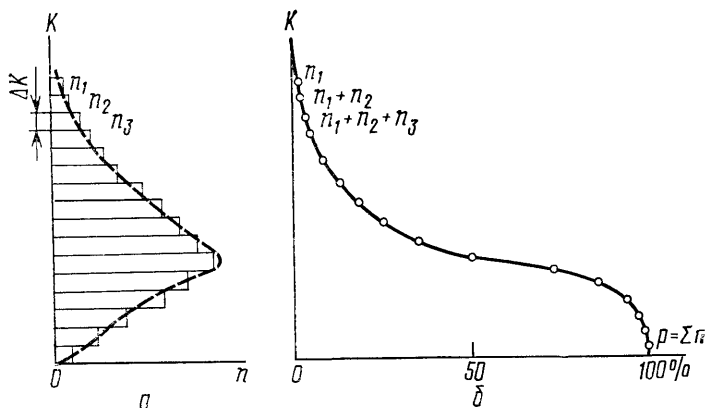


Рис. 3.6. Схема построения из кривой распределения (а) кривой обеспеченности (б).

ней, то асимметрия будет положительной (рис. 3.6). В противном случае наблюдается отрицательная асимметрия.

Чтобы получить безразмерное выражение для характеристики асимметричности ряда, среднее значение отклонения в кубе делят на среднеквадратическое отклонение в кубе. Это отношение называется коэффициентом асимметрии

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=n} (x_i - \bar{x})^3 / (n-1) \sigma_x^3, \quad (3.22)$$

или для безразмерного ряда

$$C_s = \sum_{i=1}^{i=n} (K-1)^3 / (n-1) C_v^3. \quad (3.23)$$

В качестве характеристики несимметричности кривой распределения используется также коэффициент скошенности, равный

$$S = (x_p + x_{100-p} - 2x_{50}) / (x_p - x_{100-p}), \quad (3.24)$$

где x_p , x_{100-p} — ординаты кривой обеспеченности, расположенные на равном расстоянии (по оси обеспеченности) от центра (медианы) распределения (x_{50}). Например, при расчетах годового стока с использованием формулы (3.24) принимают $p=5\%$.

3.2.4. Теоретические кривые обеспеченности

Представим гистограмму распределения, откладывая по оси абсцисс повторяемость n , а по оси ординат модульные коэффициенты K (рис. 3.6). Начиная от наибольшего члена ряда, последовательно просуммируем случаи появления изучаемой величины в пределах выделенных интервалов ΔK и эти суммар-

ные значения выразим в процентах от общего числа случаев N . Получим обеспеченности p соответствующих членов ряда K . Если эти точки нанести на график, откладывая по оси абсцисс обеспеченность p , а по оси ординат значения K , то плавная кривая, проведенная через эти точки, представит кривую обеспеченности годовых величин стока.

Таким образом, кривая обеспеченности получена из гистограммы распределения путем последовательного суммирования частот появления изучаемой величины в пределах выделенных интервалов. При превращении гистограммы в кривую для получения обеспеченности суммируют бесконечно малые величины, то есть интегрируют кривую распределения. Интеграл кривой распределения принято называть теоретической кривой обеспеченности.

При выводе понятия кривой распределения исходили из предположения наличия очень длинного ряда наблюдений по стоку. Практически построить кривую распределения гидрологических величин (годовых расходов, максимальных, минимальных и т. д.) непосредственно по данным наблюдений невозможно из-за недостаточности данных. Особенно слабо освещаются данными наблюдений верхний и нижний участки кривой распределения, характеризующие наибольшие и наименьшие значения стока; эти участки являются наиболее важными в расчетах стока. Теоретически строгих обоснований для вывода уравнений кривой распределения гидрологических характеристик нет.

Поэтому теоретическую кривую обеспеченности гидрологических величин строят на основании математических кривых распределения, наиболее полно отражающих характер изменчивости гидрологических характеристик. Наибольшее распространение в гидрологии получили биномиальная кривая распределения (кривая Пирсона III типа) и кривые трехпараметрического гамма-распределения, разработанные С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем.

Уравнение асимметричной биномиальной кривой распределения в дифференциальной форме при начале координат в точке моды имеет вид:

$$y = y_0 e^{-x/d} \left(1 + \frac{x}{d} \right)^{a/d}, \quad (3.25)$$

где x — переменные значения рассматриваемой гидрологической характеристики (абсциссы кривой распределения); y — соответствующее значение частоты (ординаты кривой распределения); y_0 — модальная ордината кривой; e — основание натуральных логарифмов; d — радиус асимметрии; a — расстояние от моды до левого конца кривой.

Кроме того, биномиальная кривая распределения вполне определяется следующими тремя величинами: $\bar{x}$, C_v и C_s . Эти величины называют параметрами теоретической кривой обеспеченности.

Параметры $\bar{x}$, C_v и C_s можно определить для любого гидрологического ряда и на основании их построить биномиальную кривую распределения.

Как видно из выражения (3.25), точное интегрирование биномиальной кривой затруднено.

В результате приближенного интегрирования уравнения (3.25) составлена таблица, пользуясь которой можно определить ординаты кривой обеспеченности в зависимости от параметров $\bar{x}$, C_v и C_s .

В таблице (прил. 1) приведены отклонения от среднего значения ординат кривой обеспеченности, то есть

$$\Phi = f(C_s, p) = K_p - 1/C_v. \quad (3.26)$$

Отсюда следует, что ордината кривой обеспеченности равна

$$K_p = \Phi_p C_v + 1. \quad (3.27)$$

Задаваясь различными обеспеченностями p (1, 5, 10, 20, 50% и т. д.), по выражению (3.27) находят ординаты K_p и строят теоретическую кривую обеспеченности.

Таким образом, вычисляя по наблюдаемым данным значения коэффициента вариации и коэффициента асимметрии и пользуясь таблицей интеграла биномиальной кривой, проводят по этому уравнению сглаженную кривую, которую экстраполируют до заданных пределов обеспеченности.

Рассмотренная биномиальная асимметричная кривая распределения нашла широкое практическое применение и в течение длительного времени являлась почти единственным способом расчета колебаний стока (годового, максимального, минимального и др.).

В то же время асимметричная биномиальная кривая имеет ряд существенных недостатков, к которым относятся ограниченный нижний предел C_v и неограниченный верхний предел кривой распределения (см. рис. 3.5), по которой

$$a + d = 1 - K_{\min}. \quad (3.28)$$

При интегрировании биномиальной кривой распределения получено

$$a + d = 2C_v/C_s. \quad (3.29)$$

Сопоставляя уравнения (3.28) и (3.29), получаем:

$$2C_v/C_s = 1 - K_{\min}. \quad (3.30)$$

Откуда

$$C_s = 2C_v/(1 - K_{\min}). \quad (3.31)$$

Выражение (3.31) впервые введено в практику расчетов С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем. Поскольку предельное положение левого конца кривой равно нулю ($K_{\min} = 0$), из выра-

жения (3.31) следует, что нижним пределом C_s является удвоенное значение C_v , то есть $C_s = 2C_v$.

Таким образом, для биномиальной асимметричной кривой распределения коэффициент асимметрии заключается между следующими пределами:

$$2C_v \leq C_s \leq 2C_v / (1 - K_{\min}). \quad (3.32)$$

Анализируя выражение (3.31), устанавливаем положение начала биномиальной кривой распределения при различных соотношениях C_s и C_v . При $C_s = 2C_v$ величина $K_{\min} = 0$ и, как уже отмечалось, кривая выходит из начала координат.

Если $C_s > 2C_v$, то $K_{\min} > 0$, начало биномиальной кривой отстоит вправо от нуля на величину $K_{\min}$. Наконец, если $C_s < 2C_v$, что соответствует распределению годового стока в засушливых районах, по выражению (3.31) минимальное значение $K_{\min}$ должно иметь отрицательное значение, что противоречит физической сущности явления. Таким образом, для случая $C_s < 2C_v$ биномиальная кривая неприменима для расчетов стока.

В связи с этим немало исследователей пытались применить к анализу гидрологических явлений другие схемы распределения. Наиболее общей оказалась схема распределения, предложенная С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем.

С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель (1946 г.) получили семейство кривых распределения, в основе которых лежит допущение, что некоторая функция x^b исследуемой величины подчиняется закону гамма-распределения.

Уравнение этих кривых имеет вид:

$$y = \left(\frac{\Gamma(\gamma + b)}{\Gamma(\gamma)} \right)^{\frac{\gamma}{b}} \cdot \frac{1}{\bar{x} | b | \Gamma(\gamma)} \left(\frac{x}{\bar{x}} \right)^{\frac{\gamma}{b} - 1} \exp \left\{ - \left[\frac{\Gamma(\gamma + b)}{\Gamma(\gamma)} \cdot \frac{x}{\bar{x}} \right]^{\frac{1}{b}} \right\}, \quad (3.33)$$

где $\Gamma(\gamma)$ — символ гамма-функции; γ и b — параметры, связанные трансцендентными уравнениями с параметрами C_v и C_s ; x — исследуемая случайная величина; $\bar{x}$ — центр распределения (среднее значение x).

Распределение, выражающееся уравнением (3.33), также определяется тремя параметрами $\bar{x}$, C_v , C_s и носит название трехпараметрического гамма-распределения.

Трехпараметрическое гамма-распределение допускает любые соотношения C_s и C_v ($C_s/C_v = 1; 1,5; 2,0; 2,5; \dots; 6$), чем отличается от биномиальной асимметричной кривой. При $C_s = 2C_v$ уравнение (3.33) совпадает с уравнением биномиальной асимметричной кривой. Кроме того, все кривые данного семейства выходят из начала координат.

Результаты интегрирования кривых распределения, полученных С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем, сведены в таблицы, позволяющие определять ординаты теоретической кривой обеспеченности K_p в зависимости от C_v , C_s/C_v и обеспеченности p .

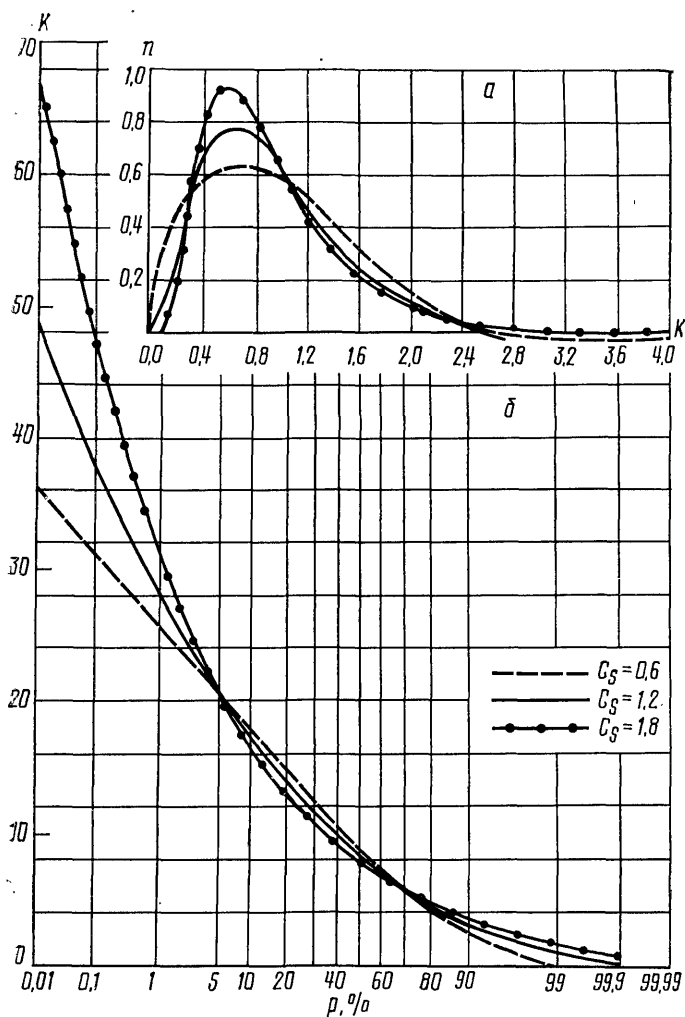


Рис. 3.7. Кривые распределения (а) и кривые обеспеченности (б), полученные С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем.

Таблица интеграла трехпараметрического гамма-распределения для соотношения $C_s = 2C_v$ дана в приложении 2. Таблицы для других соотношений C_s и C_v приведены в Руководстве по определению расчетных гидрологических характеристик (Л.: Гидрометеониздат, 1973).

В качестве примера на рисунке 3.7 приведены кривые распределения для $C_v = 0,60$ и $C_s = C_v$; $C_s = 2C_v$, $C_s = 3C_v$ и соответствующие им кривые обеспеченности.

Кривые трехпараметрического гамма-распределения имеют более широкий диапазон применения для различных характе-

ристик стока, чем другие кривые распределения. В связи с этим они быстро вошли в практику и в настоящее время широко применяются для расчетов стока.

При исследовании некоторых гидрологических явлений используют логарифмически-нормальную кривую распределения, основанную на предположении нормального распределения не самой переменной x , а ее логарифма. Преимущество такой замены состоит в том, что при колебаниях переменной величины x в пределах $0 < x < +\infty$ логарифм этой величины изменяется в пределах $-\infty < \lg x < +\infty$, что соответствует нормальной (симметричной) кривой распределения.

3.2.5. Проверка теоретической кривой обеспеченности. Клетчатка вероятностей

Теоретическую кривую обеспеченности необходимо сопоставить с данными непосредственных наблюдений. Для этого вычисляют эмпирическую обеспеченность каждого члена ряда по формуле (3.11) или (3.10). Если точки эмпирической обеспеченности, нанесенные на график теоретической кривой обеспеченности, осредняют последнюю, значит она соответствует действительности. Несовпадение эмпирических точек и теоретической кривой обеспеченности указывает на неправильность определения параметров кривой, в первую очередь на неточность определения коэффициента асимметрии C_s . В этом случае необходимо изменить соотношение C_s и C_v и вновь построить теоретическую кривую обеспеченности.

Кривая обеспеченности стока, построенная в простых координатах, имеет большую кривизну в верхней и нижней частях. Это затрудняет пользование кривой и графическую экстраполяцию крайних участков кривой, представляющих наибольший интерес при гидрологических расчетах. Поэтому для построения кривой обеспеченности применяют специальную клетчатку вероятностей. Основное свойство клетчатки вероятностей состоит в том, что на ней кривая обеспеченности с коэффициентом асимметрии $C_s=0$ получает вид прямой. При других значениях C_s кривые обеспеченности, построенные на клетчатке вероятностей, имеют вид плавных линий, причем кривизна их увеличивается с увеличением коэффициента асимметрии.

Клетчатка вероятностей может быть с обычной и логарифмической вертикальной шкалой. Первый тип клетчатки применяется для кривых с умеренной асимметрией ($C_s \leq 2C_v$), которая характерна для годовых величин стока, а второй тип — для кривых со значительной асимметрией ($C_s > 2C_v$).

При наличии длинного ряда наблюдений кривую обеспеченности можно получить, пользуясь формулой (3.11) или (3.10). На клетчатку вероятностей наносят полученные точки и по ним проводят кривую, проходящую по точкам или занимающую

среднее положение между ними. Построенная кривая экстраполируется до зоны наибольших и наименьших обеспеченностей.

Клетчатку вероятностей можно использовать и для определения коэффициента асимметрии путем подбора.

3.2.6. Определение параметров теоретической кривой обеспеченности и их точность

Основные параметры теоретической кривой обеспеченности — среднеарифметическое, коэффициент вариации и коэффициент асимметрии — можно определить методом моментов, методом наибольшего правдоподобия и графоаналитическим методом.

Метод моментов рассмотрен ранее (3.2.3). В соответствии с этим методом значения $\bar{x}$, C_v и C_s вычисляют по формулам (3.14), (3.20) и (3.23).

Расчет этих параметров обычно ведется по ограниченным рядам наблюдаемых гидрологических характеристик, представляющих лишь часть многолетнего ряда, которым мы в действительности не располагаем. В связи с этим важно знать, с какой точностью получаются интересующие нас параметры при той или иной длительности ряда.

В математической статистике получены формулы, позволяющие установить погрешности в вычислении $\bar{x}$, C_v и C_s по выражениям (3.14), (3.20), (3.23).

Так, относительная среднеквадратическая ошибка (в процентах) среднеарифметического равна

$$\varepsilon_{\bar{x}} = \pm \frac{C_v}{\sqrt{n}} 100. \quad (3.34)$$

Точность нахождения среднеарифметического зависит не только от длительности ряда, но и от степени изменчивости ряда.

Относительную среднеквадратическую ошибку коэффициента вариации (в процентах) определяют по формуле:

$$\varepsilon_{C_v} = \pm \sqrt{\frac{1 + C_v^2}{2n}} 100. \quad (3.35)$$

В гидрологических расчетах ошибку, полученную по выражению (3.35), сравнивают с допустимой ошибкой, указанной в нормах по проектированию. Если вычисленная ошибка превышает допустимую, значит ряд наблюдений короткий, недостаточный для определения C_v по формуле (3.20).

Относительную ошибку коэффициента асимметрии (в процентах) можно вычислить по формуле:

$$\varepsilon_{C_s} = \pm \frac{1}{C_s} \sqrt{\frac{6}{n} (1 + 6C_v^2 + 5C_v^4)} 100. \quad (3.36)$$

Подсчеты по формуле (3.36) показывают, что для надежного определения коэффициента асимметрии необходимо иметь

ряд, состоящий более чем из 100 членов. Столь продолжительные наблюдения есть по небольшому количеству рек. Поэтому практическое применение формулы (3.23) для определения C_s очень ограничено. В гидрологических расчетах параметр C_s находят косвенными приемами.

Метод наибольшего правдоподобия предложен английским математиком Р. Фишером в 20—30 гг. XX в. В практике гидрологических расчетов этот метод начал применяться только в последнее время в результате разработок С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля.

Метод наибольшего правдоподобия заключается в том, что в качестве оценки для неизвестного параметра принимают такое его значение, при котором функция правдоподобия (произведение вероятностей наблюдаемых величин) достигает наибольшего возможного значения.

Согласно методу наибольшего правдоподобия, коэффициент вариации C_v и соотношение коэффициента асимметрии к коэффициенту вариации C_s/C_v определяются по номограммам (рис. 3.8) в зависимости от статистик λ_2 и λ_3 . Значения статистик находят по следующим выражениям:

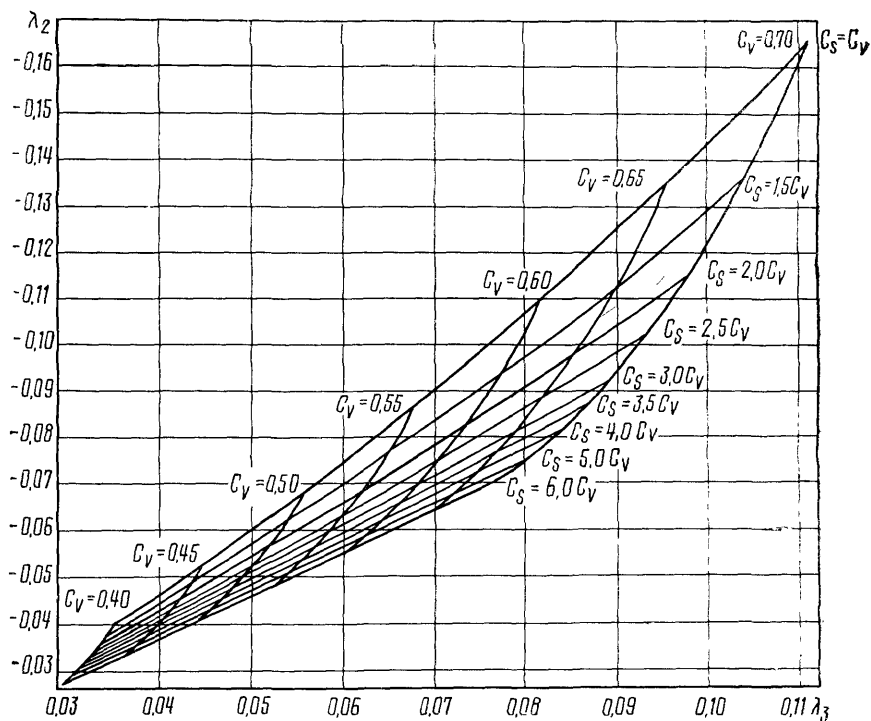


Рис. 3.8. Номограмма для вычисления параметров трехпараметрического гамма-распределения C_v и C_s методом наибольшего правдоподобия.

$$\lambda_2 = \sum_{i=1}^{i=n} \lg K/(n-1); \quad \lambda_3 = \sum_{i=1}^{i=n} K \lg K/(n-1). \quad (3.37)$$

Приведенные номограммы разработаны применительно к трехпараметрическому гамма-распределению.

Относительная среднеквадратическая ошибка коэффициента вариации, определенного методом наибольшего правдоподобия (в процентах), равна

$$\varepsilon_{C_v} = \pm \sqrt{\frac{3}{2n(3+C_v^2)}} 100. \quad (3.38)$$

Метод наибольшего правдоподобия рекомендуется использовать для определения параметров C_v и C_s при большой изменчивости рассматриваемых характеристик стока.

Графоаналитический метод определения параметров кривой обеспеченности предложен Г. А. Алексеевым в 1960 г. По этому методу параметры теоретической кривой обеспеченности гидрологических характеристик (годовых расходов, максимальных и т. д.) подбирают непосредственно по эмпирической кривой обеспеченности.

Сущность графоаналитического метода определения параметров кривой обеспеченности состоит в следующем.

По формуле (3.11) строят на клетчатке вероятностей эмпирическую кривую обеспеченности $x_p = f(p)$. На этой кривой выбирают три опорные точки (в верхней, средней и нижней части кривой), через которые должна пройти искомая теоретическая кривая обеспеченности. Например, можно взять ординаты эмпирической кривой, соответствующие обеспеченности: 5, 50 и 95%, то есть x_5 , x_{50} , x_{95} .

Ординаты теоретической кривой обеспеченности, полученной интегрированием биномиальной кривой распределения, как известно, определяются по уравнению:

$$K_p = 1 + C_v \Phi(p, C_s), \quad (3.39)$$

где Φ — нормированное отклонение ординаты кривой обеспеченности.

Заменяя модульный коэффициент K_p через отношение $x_p/\bar{x}$ и $C_v = \sigma_x/\bar{x}$, выражение (3.39) можно переписать так:

$$x_p = \bar{x} + \sigma_x \Phi(p, C_s). \quad (3.40)$$

Исходя из условия, что теоретическая кривая обеспеченности, выраженная уравнением (3.40), должна пройти через опорные точки эмпирической кривой, можно получить три уравнения:

$$x_5 = \bar{x} + \sigma_x \Phi(p_5, C_s), \quad (3.41)$$

$$x_{50} = \bar{x} + \sigma_x \Phi(p_{50}, C_s), \quad (3.42)$$

$$x_{95} = \bar{x} + \sigma_x \Phi(p_{95}, C_s), \quad (3.43)$$

с тремя неизвестными $\bar{x}$, σ_x , C_s .

Для определения асимметрии биномиальной кривой распределения воспользуемся коэффициентом скошенности.

В соответствии с формулой (3.24)

$$S = \frac{x_5 + x_{95} - 2x_{50}}{x_5 - x_{95}}. \quad (3.44)$$

Введя в равенство (3.44) выражения (3.41), (3.42) и (3.43), получим однозначную зависимость $S = f(C_s)$:

$$S = \frac{\Phi_5 + \Phi_{95} - 2\Phi_{50}}{\Phi_5 - \Phi_{95}} = f(C_s). \quad (3.45)$$

На основании формулы (3.45) Г. А. Алексеев составил таблицу, позволяющую определять C_s по коэффициенту скошенности S , вычисленному по формуле (3.44).

Для нахождения σ_x вычтем из уравнения (3.41) уравнение (3.43)

$$\bar{x} + \sigma_x \Phi(p_5, C_s) - \bar{x} - \sigma_x \Phi(p_{95}, C_s) = x_5 - x_{95}.$$

или

$$\sigma_x [\Phi(p_5, C_s) - \Phi(p_{95}, C_s)] = x_5 - x_{95},$$

отсюда

$$\sigma_x = (x_5 - x_{95}) / (\Phi_5 - \Phi_{95}). \quad (3.46)$$

Из уравнения (3.42) найдем среднеарифметическое

$$\bar{x} = x_{50} - \sigma_x \Phi(p_{50}, C_s).$$

или

$$\bar{x} = x_{50} - \sigma_x \Phi_{50}. \quad (3.47)$$

Значения Φ_5 , Φ_{50} и Φ_{95} , входящие в формулы (3.46) и (3.47), определяют по приложению 1.

На основании полученных значений σ_x и $\bar{x}$ вычисляем коэффициент вариации C_v по формуле (3.19).

Точность определения параметров кривой обеспеченности графоаналитическим способом зависит от точности и обоснованности эмпирической кривой.

3.2.7. Корреляция

При исследовании гидрологических явлений часто возникает необходимость установить зависимость между соответственными гидрологическими характеристиками в двух и более рядах.

Как отмечалось ранее, происходящие в природе явления на-

столько сложны и многообразны, что полный учет всех факторов, влияющих на эти явления, оказывается затруднительным. Например, высота весеннего половодья зависит не только от запасов воды в снеге, но и от количества весенних осадков, предварительного увлажнения почвы, наличия или отсутствия ледяной корки на почве. В связи с невозможностью учета всех этих факторов зависимость между максимальными уровнями воды половодья и запасами воды в снеге имеет приближенный характер.

Если функция y зависит не только от переменных $x_1, x_2, \dots, x_n$, но и от других причин, связь между y и $x_1, x_2, \dots, x_n$ называется неточной, или корреляционной, в отличие от точной или функциональной связи. При наличии функциональной зависимости каждому значению аргумента x соответствует одно, вполне определенное значение функции y . При корреляционной зависимости каждому значению аргумента может соответствовать несколько значений функции.

Связи, наблюдающиеся между гидрологическими явлениями, бывают в большинстве случаев корреляционными. Корреляционную зависимость можно выразить аналитически, то есть подобрать уравнения, связывающие x и y корреляционно. При изучении речного стока преимущественно встречаются корреляционные зависимости, имеющие прямолинейный характер: графически они выражаются прямыми линиями. Прямая линия, проведенная с таким расчетом, чтобы сумма квадратов отклонений от нее ординат y отдельных точек была бы наименьшей, дает наиболее вероятные значения y , отвечающие заданным значениям x . Эта прямая называется линией регрессии y по x . Прямая, соответствующая наименьшей сумме квадратов отклонений от нее абсцисс x , называется линией регрессии x по y и дает наиболее вероятные значения x , отвечающие заданным значениям y . Линии регрессии пересекаются в одной точке, соответствующей средним значениям переменных x и y .

Тесноту связи между двумя рядами характеризует коэффициент корреляции r , который по абсолютной величине колеблется от 0 до 1; он может иметь знак плюс или минус. Положительное значение коэффициента корреляции указывает на прямую связь, когда оба признака x и y возрастают или убывают одновременно. При отрицательном значении коэффициента корреляции с увеличением x значение y уменьшается, что соответствует обратной связи.

Таким образом, коэффициент корреляции изменяется от 0 до ± 1 . Чем ближе r к единице, тем теснее связь между x и y . В гидрологических расчетах связь считается достаточно тесной, если $r \geq \pm 0,80$.

Коэффициент корреляции вычисляют по формуле:

$$r = \frac{\sum (\Delta x \Delta y)}{(n-1) \sigma_x \sigma_y} \quad (3.48)$$

Среднеквадратическое отклонение коэффициента корреляции приближенно определяют по формуле:

$$\sigma_r = 1 - r^2 / \sqrt{n-1}. \quad (3.49)$$

Формула (3.48) справедлива только при большом числе членов ряда ($n > 20$). При малом числе членов ряда коэффициент корреляции может оказаться случайным.

Оценку достоверности (неслучайности) коэффициента корреляции в гидрологических расчетах определяют с помощью коэффициента достоверности K_d . Он равен отношению коэффициента корреляции к его среднеквадратическому отклонению

$$K_d = |r| \sqrt{n-1} / (1-r^2), \quad (3.50)$$

где $|r|$ — абсолютная величина коэффициента корреляции; n — число членов ряда.

При $K_d < 1$ коррелятивная связь отсутствует; при $3 > K_d > 1$ существует тенденция связи этих величин; при $K_d > 3$ коэффициент корреляции считается достоверным.

Прямолинейная корреляция аналитически выражается следующими уравнениями регрессии:

$$y - \bar{y} = r \frac{\sigma_y}{\sigma_x} (x - \bar{x}), \quad (3.51)$$

$$x - \bar{x} = r \frac{\sigma_x}{\sigma_y} (y - \bar{y}), \quad (3.52)$$

где $\bar{x}$, $\bar{y}$ — средние значения x и y ; r — коэффициент корреляции; σ_x , σ_y — среднеквадратические отклонения ряда x и ряда y .

Коэффициенты $r\sigma_y/\sigma_x$ и $r\sigma_x/\sigma_y$ определяют угол наклона прямой регрессии к оси ординат и оси абсцисс и называются коэффициентами регрессии.

Уравнения (3.51) и (3.52), связывающие x и y корреляционно, имеют следующие свойства: определение y по x возможно только по уравнению (3.51); а x по y — по уравнению (3.52); оба уравнения имеют одну общую точку с координатами $\bar{x}$ и $\bar{y}$.

Абсолютные среднеквадратические ошибки в определении y и x по уравнениям (3.51) и (3.52) находят по формулам:

$$\Delta \varepsilon_y = \pm \sigma_y \sqrt{1-r^2}, \quad (3.53)$$

$$\Delta \varepsilon_x = \pm \sigma_x \sqrt{1-r^2}. \quad (3.54)$$

Метод корреляции широко используется в гидрологических расчетах для приведения коротких периодов наблюдений к длительному периоду.

3.2.8. Математическое моделирование гидрологических рядов

При изучении закономерностей гидрологических явлений, а также в гидрологических и водохозяйственных расчетах получили распространение методы моделирования гидрологических процессов. Ход гидрологических процессов описывается математической моделью, то есть совокупностью соотношений, представляющих развитие исследуемого гидрологического явления под воздействием формирующих его процессов или факторов.

Главное направление в моделировании гидрологических процессов возникло в связи с необходимостью удлинения рядов наблюдений за стоком. Продолжительность гидрометрических наблюдений над режимом большинства рек СССР не превышает 70...75 лет. Будущие гидрометрические наблюдения в большинстве случаев также не могут существенно дополнить имеющиеся материалы в связи с развитием хозяйственной деятельности человеческого общества, непосредственно влияющей на величину и режим речного стока. Забор воды для орошения и водоснабжения, сооружение каскадов водохранилищ, перераспределяющих сток, межбассейновые переброски вод, проведение крупных агротехнических и лесомелиоративных мероприятий существенно изменяют бытовой режим рек. По этой причине данные наблюдений в различные годы нередко становятся несопоставимыми. Это значит, что не только в настоящее время, но и в будущем придется пользоваться ограниченными гидрометрическими данными. В связи с этим возникла необходимость разработки методов, позволяющих извлечь максимальную информацию из имеющихся ограниченных материалов наблюдений. Некоторые эффективные способы описания и расчета процесса стока основываются на применении метода Монте-Карло.

Метод Монте-Карло — это статистический метод искусственного конструирования многолетних рядов гидрологических характеристик с помощью таблицы случайных чисел. Совокупность равномерно распределенных случайных чисел принимается за обеспеченности, исходя из которых по заданной кривой обеспеченности определяются величины случайной последовательности с заданным законом распределения (рис. 3.9).

Таблицу случайных чисел, равномерно распределенных в интервале от 0 до 1 (или от 0 до 100%), получают с помощью электронно-вычислительных машин, применяя стандартные программы.

При отсутствии корреляционной связи между стоком смежных лет моделирование ряда ведут в такой последовательности. По имеющимся данным наблюдений (например, по годовым расходам воды за ряд лет) определяют параметры теоретической кривой обеспеченности: среднеарифметическое $\bar{x}$ (норму),

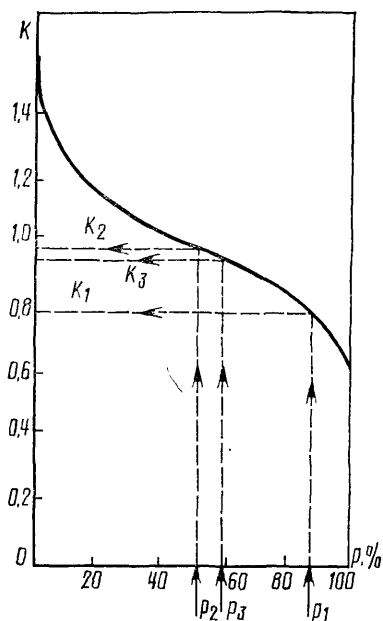


Рис. 3.9. Схема определения членов моделированного ряда по случайному числу.

коэффициент вариации C_v и коэффициент несимметрии C_s . Для этого можно воспользоваться методом моментов или методом наибольшего правдоподобия. При отсутствии наблюдений основные параметры стока могут быть определены косвенными методами. По найденным параметрам $\bar{x}$, C_v и C_s строят теоретическую кривую обеспеченности рассматриваемой гидрологической характеристики (рис. 3.9), пользуясь таблицами трехпараметрического гамма-распределения или таблицами биномиального распределения.

По таблице случайных чисел путем розыгрыша моделируем значения обеспеченностей p_i . Для этого из таблицы берется некоторое случайное число, например 86 515 (прил. 5), и первые два знака

принимаем за обеспеченность стока $p_1 = 86\%$ или в долях единицы $p_1 = 0,86$. Обеспеченность стока в следующем году будет $p_2 = 0,51\%$ или $p_2 = 0,51$; $p_3 = 59\%$ (так как следующее по горизонтали случайное число 90 795), $p_4 = 7\%$ и т. д. Чтобы обеспечить случайность выборки, следует пользоваться таблицей случайных чисел, руководствуясь каким-нибудь наперед заданным правилом. Например, брать числа, последовательно расположенные в строке, по порядку сверху вниз, снизу вверх, сверху вниз через два числа и т. д. Принятое правило необходимо применять до конца расчетов. Затем для каждой обеспеченности p_i по кривой обеспеченности находят соответствующий сток K_i .

Таким образом, имея некоторый ограниченный объем экспериментальных данных (n), можно получить, при принятом законе распределения, гидрологический ряд практически неограниченной длительности ($N = 1\,000$ лет и более).

Сконструированные длинные гидрологические ряды характеризуются теми же параметрами, что и исходные, но дают возможность установить большее число разнообразных сочетаний и чередований периодов различной водности.

Для моделирования гидрологических рядов, обладающих корреляционной связью между смежными членами ряда, в гидрологических исследованиях используется ряд предложений, к числу которых относятся исследования С. Н. Крицкого,

М. Ф. Менкеля, Г. Г. Сванидзе, Н. А. Картвелишвили, Д. Я. Ратковича, Е. Г. Блохинова и др.

Метод моделирования гидрологических рядов, предложенный С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем и развитый впоследствии Г. Г. Сванидзе — так называемый метод регрессионной модели, состоит в следующем.

Многолетние колебания годового стока рассматривают как простую цепь Маркова, то есть принимается во внимание связь между стоком смежных лет и не учитывается корреляция между стоками несмежных интервалов.

В таком случае ряды гидрологических величин K_i и K_{i+1} можно рассматривать как две статистические совокупности, связанные линейным уравнением регрессии:

$$\bar{K}_{i+1 \text{ усл}} - \bar{K}_{i+1} = r \frac{\sigma_{K_{i+1}}}{\sigma_{K_i}} (K_i - \bar{K}_i), \quad (3.55)$$

где $K_{i+1, \text{ усл}}$ — условное математическое ожидание (среднее значение) ряда величин K_{i+1} , соответствующих заданному значению K_i ; $\bar{K}_{i+1}$, $\bar{K}_i$ — безусловные математические ожидания (среднее значение) рядов K_{i+1} и K_i ; $\sigma_{K_{i+1}}$ и σ_{K_i} — безусловные среднеквадратические отклонения рядов величин K_{i+1} и K_i ; r — коэффициент корреляции между рядами величин K_i и K_{i+1} .

Поскольку рассматривается корреляция между стоками смежных лет, то есть исследуются связи членов некоторого исходного ряда с членами того же ряда, смещенного на один год, то очевидно, что

$$\sigma_{K_{i+1}} = \sigma_{K_i}; \quad \bar{K}_{i+1} = \bar{K}_i = 1.$$

Тогда зависимость (3.55) примет вид:

$$\bar{K}_{i+1, \text{ усл}} = 1 + r(K_i - 1), \quad (3.56)$$

При моделировании рядов, обладающих корреляцией между смежными членами, необходимо учитывать случайное рассеивание вокруг указанного условного математического ожидания ($\bar{K}_{i+1, \text{ усл}}$). Принимают, что рассеивание случайной величины $K_{i+1, \text{ усл}}/[1 + r(K_i - 1)]$ относительно среднего значения соответствует биномиальному закону распределения и выражается условной кривой обеспеченности, параметрами которой являются следующие величины:

условный коэффициент вариации

$$C_{v, \text{ усл}}^{i+1} = \frac{C_v \sqrt{1 - r^2}}{1 + r(K_i - 1)}, \quad (3.57)$$

условный коэффициент асимметрии

$$C_{s, \text{ усл}}^{(i+1)} = \frac{2C_v \sqrt{1 - r^2}}{1 + r(K_i - 1)}, \quad (3.58)$$

где C_v — безусловный коэффициент вариации (коэффициент вариации исходного ряда).

Случайную величину K_{i+1} при известном и корреляционно с ним связанном K_i можно определить по зависимости:

$$K_{i+1} = 1 + r(K_i - 1) + \Phi_{i+1} C_v \sqrt{1 - r^2}, \quad (3.59)$$

где Φ_{i+1} — нормированное отклонение от среднего значения ординаты биномиальной кривой обеспеченности.

Величина Φ_{i+1} определяется по таблице нормированных отклонений (прил. 1) в зависимости от условного коэффициента асимметрии $C_{i,s, усл}$ и обеспеченности p .

В частном случае, когда рассматриваются ряды, не обладающие внутрирядной связностью ($r=0$), уравнение (3.59) принимает обычный вид [формула (3.27)].

Моделирование гидрологических рядов производится по уравнению (3.59) с помощью таблицы случайных чисел в такой последовательности. По исходным данным (по наблюдаемым годовым расходам воды) вычисляют коэффициент вариации C_v и корреляции r . Задавшись величиной первого члена ряда K_i , по формуле (3.58) определяют $C_{i+1,s, усл}$. Затем, принимая за обеспеченность первого члена моделируемого ряда p_{i+1} некоторое случайное число (прил. 3), по таблице нормированных отклонений от среднего значения ординат биномиальной кривой обеспеченности (прил. 1) находят величину Φ_{i+1} в зависимости от найденного $C_{i+1,s, усл}$ и принятой p_{i+1} . Подставляя величину K_i , r , C_v и Φ_{i+1} в уравнение (3.59), вычисляют искомое значение K_{i+1} . Далее каждая величина K_{i+1} определяется по предыдущему значению K_i . Таким образом строится искусственный гидрологический ряд большой длительности.

Рассмотренный метод моделирования гидрологических рядов широко используется в практике гидрологических и водохозяйственных расчетов. В Государственном гидрологическом институте (ГГИ) на основе регрессионной модели выполнены многочисленные расчеты по оценке законов распределения выборочных параметров и ординат кривых обеспеченностей. С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель использовали предложенную ими методику при изучении возможных колебаний уровня Каспийского моря.

Д. Я. Раткович на основании анализа обширного материала многолетних наблюдений за стоком многих рек СССР и зарубежных стран пришел к выводу, что ввиду сложности и многообразия процессов формирования стока в различных физико-географических условиях в настоящее время можно создать лишь приближенную модель колебаний годового стока, которая с достаточной для практики точностью отражала бы закономерности, наблюдающиеся в природе. Он разработал стохастическую модель, основанную на простой цепи Маркова и аппарате линейной корреляции между обеспеченностями стока смежных лет. Эта модель удовлетворительно отвечает наблюдаемым закономерностям чередования маловодных и многоводных лет.

Применительно к этой модели составлены таблицы 1 000-летних рядов для коэффициентов корреляции между обеспеченностями стока смежных лет $r_0=0,1\ldots 0,5$. Установлено, что для неозерных рек между модулем годового стока и коэффициентом корреляции имеется обратная связь: чем больше модуль стока, тем меньше коэффициент корреляции r_0 между обеспеченностями стока смежных лет. Поскольку вычисление коэффициента корреляции между стоком смежных лет непосредственно по стоковому ряду приводит к большим погрешностям, применительно к стохастической модели рекомендуется назначать коэффициент корреляции (для неозерных рек) в зависимости от модуля годового стока, величины r_0 и коэффициента вариации C_v (табл. 3.2).

3.2. Рекомендуемое нормирование коэффициента корреляции r

C_v	$M, л/(с \cdot км^2)$				
	более 20	20...10	10...4	4...1	менее 1
	r_0				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0	0,1	0,19	0,29	0,38	0,48
0,2	0,09	0,19	0,28	0,38	0,47
0,4	0,09	0,18	0,27	0,37	0,46
0,6	0,09	0,17	0,26	0,35	0,44
0,8	0,08	0,16	0,25	0,34	0,43
1,0	0,08	0,15	0,24	0,32	0,41
1,2	0,07	0,14	0,22	0,30	0,38

Стохастическая модель стока позволила оценить вероятность группировок маловодных и многоводных лет. Оказалось, что средняя длительность группировок маловодных и многоводных лет увеличивается с уменьшением модуля стока. Для рек с большими модулями стока реальны (повторяемость их составляет более 1% от числа лет в ряду) серии из семи маловодных лет подряд и более, а для рек с малыми модулями стока — из одиннадцати маловодных лет и более. Длительность серий многоводных лет той же повторяемости существенно меньше — соответственно 5...7 лет подряд.

При использовании стохастической модели при моделировании рядов годового слоя осадков коэффициент корреляции между обеспеченностями смежных лет рекомендуется ориентировочно принимать $r^{oc}_0=0,1$, а при моделировании годового слоя испарения — $r^{ис}_0=0,3$.

Практическое применение рассмотренных и других методов моделирования гидрологических рядов стало возможным лишь с появлением быстросействующих ЭВМ.

3.3. ФИЗИКО-ГЕОГРАФИЧЕСКИЕ ФАКТОРЫ СТОКА

Основной фактор, определяющий сток и его распределение по периодам года, — климат (осадки и испарение, температура, влажность и давление воздуха, ветер).

Кроме климата, на процессы формирования стока оказывают влияние факторы подстилающей поверхности: величина и форма бассейна, его рельеф, почвенный и растительный покров, геологическое строение бассейна, озерность, залесенность и заболоченность, наличие ледников и вечной мерзлоты и другие физико-географические факторы.

Во многих случаях существенное воздействие на естественный режим стока оказывает хозяйственная деятельность человека (устройство прудов и водохранилищ, оросительные и осушительные мелиорации, насаждение лесных полос, проведение агротехнических мероприятий и др.).

Анализ уравнения водного баланса речных бассейнов (1.4) позволяет сделать вывод, что к наиболее важным климатическим факторам стока относятся осадки и испарение. Эти метеорологические элементы принимают самое непосредственное участие в формировании различных гидрологических процессов и в то же время являются расчетными в определении ряда гидрологических величин.

Кратко рассмотрим физическую сущность процессов испарения и атмосферных осадков (детально эти вопросы излагаются в курсе метеорологии) и методику их расчета.

3.3.1. Испарение с водной поверхности

Процесс испарения состоит в том, что вода из жидкого или твердого состояния превращается в газ (пар). Молекулы воды находятся в непрерывном движении. Двигаясь во всевозможных направлениях с различными скоростями, некоторые молекулы воды преодолевают силу молекулярного притяжения и, отделяясь от поверхности воды, переходят в воздух, находящийся над этой поверхностью. С повышением температуры воды скорость движения молекул возрастает, а следовательно, возрастает и число молекул, скорость которых по величине и направлению достаточна для отрыва их от поверхности воды. Поэтому с повышением температуры воды возрастает интенсивность испарения.

С увеличением содержания в воздухе водяных паров упругость их возрастает и, наконец, достигает некоторого значения, при котором пар насыщает пространство. При полном насыщении водяными парами воздуха, расположенного над испаряющей поверхностью, процесс испарения прекращается. Следовательно, испарение зависит от разности — упругость водяного пара, насыщающего пространство при температуре поверхности воды, минус упругость водяного пара, фактически находящегося в воздухе.

Чем выше температура воздуха, тем больше требуется водяных паров для его насыщения. Поэтому с повышением температуры воздуха интенсивность испарения увеличивается.

Интенсивность испарения возрастает также вследствие турбулентного перемешивания масс воздуха, которое усиливается с увеличением скорости ветра. При этом на место воздуха, в какой-то мере насыщенного водяными парами, поступают новые массы воздуха, менее обогащенного водяными парами. На турбулентность воздушного потока над водной поверхностью влияет разность температур воды и воздуха.

Таким образом, к основным факторам, которые определяют испарение с водной поверхности, относятся: разность упругости водяного пара, насыщающего пространство при температуре поверхности воды, и абсолютной влажности ($e_0' - e$), интенсивность турбулентного перемешивания, характеризующая скорость ветра, и температура воды и воздуха.

Испарение сопровождается потерей тепла. Для перехода 1 г воды при 0 °С в пар требуется 2,5 кДж тепла, которое называется скрытой теплотой испарения. Зная количество тепла, затрачиваемого на испарение, можно определить количество испарившейся жидкости.

Наблюдения над испарением с водной поверхности ведут на водноиспарительных станциях с помощью специальных приборов — испарителей и испарительных бассейнов. Сетевой прибор для измерения испарения с водной поверхности — испаритель ГГИ-3000. Он представляет металлический сосуд (рис. 3.10) с площадью испаряющей поверхности 3000 см². В центре испарителя установлена вертикально латунная трубка (реперная), к концу которой прикреплена коленчатая игла. Острие иглы находится на 7,5 см ниже борта испарителя. Испаритель наполняется водой до уровня, совпадающего с концом иглы.

Уровень воды в испарителе измеряют с помощью специальной объемной бюретки, устанавливаемой на реперную трубку (в 7 и 19 ч). Количество выпавших осадков учитывают наземным дождемером, который установлен рядом с испарителем. Слой испарившейся воды (мм) между сроками наблюдений вычисляют по уравнению:

$$E = x + (h_1 - h_2) k, \quad (3.60)$$

где x — слой выпавших осадков, мм; h_1 — уровень воды в испарителе в первый срок наблюдений, мм; h_2 — уровень воды в испарителе во второй срок наблюдений, мм; k — градуировочный коэффициент измерительной трубки.

Испарители ГГИ-3000 могут быть установлены на берегу водоема и на специально оборудованных плотках. В первом слу-

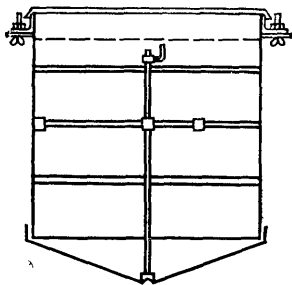


Рис. 3.10. Испаритель ГГИ-3000.

чае их называют наземными, во втором — плавучими испарителями.

Испарение, получаемое по наземным и плавучим испарителям, зависит от размера испаряющей поверхности. С уменьшением площади испарителя интенсивность испарения возрастает. Исследованиями Валдайского филиала ГГИ установлено, что на показания испарительного бассейна площадью от 20 до 100 м² конструктивные особенности прибора не оказывают существенного влияния. При площади бассейна более 100 м² интенсивность испарения возрастает в результате увеличения над водной поверхностью скорости ветра и градиента влажности воздуха по сравнению с подобными характеристиками на суше.

В связи с этим в СССР за эталон принят испарительный бассейн площадью 20 м², глубиной 2 м.

Для приведения данных наблюдений, полученных по различным испарителям, к эталону существуют переходные (редукционные) коэффициенты.

В. И. Кузнецов (Валдайский филиал ГГИ) составил карту изолиний среднемноголетних переходных коэффициентов от наземных испарителей ГГИ-3000 к бассейну площадью 20 м².

Показания испарительного бассейна площадью 20 м² соответствуют испарению с малых водохранилищ и прудов (площадью до 5 км²). Испарение с водоемов больших размеров увеличивается на 15...20%.

Расчеты испарения с водной поверхности представляют большое научное и практическое значение. При исследованиях и расчетах водного баланса различных водных объектов и отдельных территорий, водохозяйственных расчетах водохранилищ и других водоемов необходимо знать норму испарения, ее внутригодовое распределение, а также определять испарение различной обеспеченности.

В соответствии с Указаниями по расчету испарения с поверхности водоемов, разработанными ГГИ (1969 г.), все водоемы применительно к расчету испарения делятся на три группы: малые, средние и большие.

К малым относятся водоемы площадью до 5 км² округлой или квадратной формы, имеющие среднюю длину разгона воздушного потока над водной поверхностью до 2...3 км; к средним — водоемы площадью 5...40 км²; к большим — озера и водохранилища площадью более 40 км².

Среднемноголетнее испарение (норма) с малых водоемов, расположенных в равнинных условиях, определяют по выражению:

$$E_{0,в} = \bar{E}_{20} k_n k_a k, \quad (3.61)$$

где $\bar{E}_{20}$ — среднемноголетнее испарение с бассейна площадью 20 м²; k_n — поправочный коэффициент на глубину водоема; k_a — поправочный коэффициент на защищенность водоема от ветра древесной растительностью, строениями, крутыми берегами и другими препятствиями; k — поправочный коэффициент на площадь водоема.

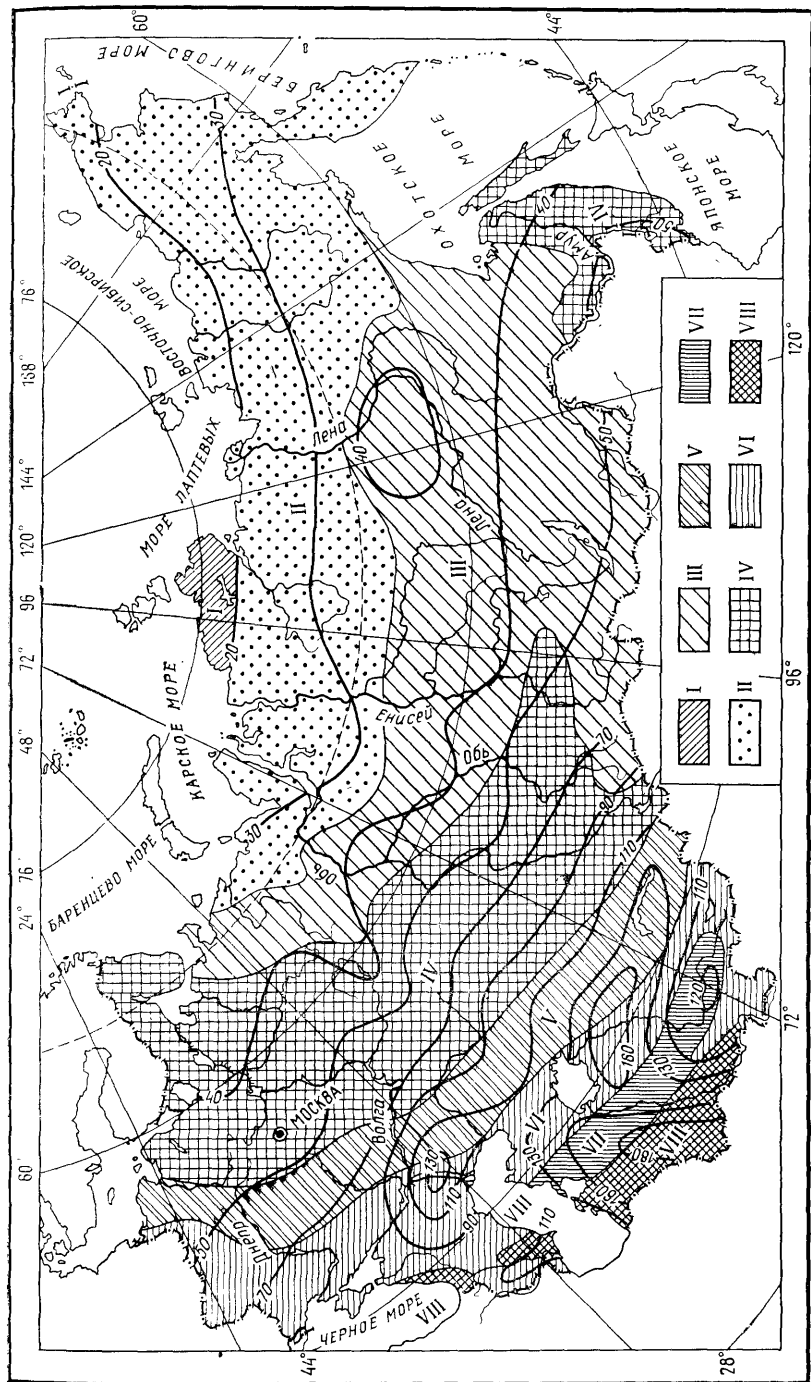


Рис. 3.11. Карта среднегодового испарения с водной поверхности бассейна площадью 20 м² и схема районирования СССР на зоны внутригодового хода испарения.

Среднемноголетнее испарение $\bar{E}_{20}$ определяют как среднеарифметическое по материалам непосредственных наблюдений в испарительных бассейнах площадью 20 м² или по наземным испарителям ГГИ-3000, данные которых приведены к показаниям бассейна-эталона. В случае отсутствия данных наблюдений среднемноголетнее испарение с бассейна площадью 20 м² определяют по карте изолиний (рис. 3.11).

Поправку на глубину водоема находят по таблице в зависимости от местоположения водоема.

Поправку на защищенность водоема k_3 определяют в зависимости от отношения средней высоты препятствий h к средней длине разгона воздушного потока L_{cp} , то есть $k_3 = f(h/L_{cp})$.

Среднюю длину разгона воздушного потока вычисляют как средневзвешенное из расстояний по водной поверхности, с учетом повторяемости ветра.

Значение поправок на площадь k_{ω} изменяется от 1 ($\omega = 20$ м²) до 1,26 ($\omega = 5$ км²).

По внутригодовому распределению испарения с малых водоемов территория Советского Союза разделена на 8 зон (рис. 3.11). Для каждой зоны получено значение месячного испарения в процентах от суммы за безледоставный период (табл. 3.3).

3.3. Испарение с поверхности малых водоемов, %

Зона	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

Установив по карте, к какой зоне относится рассматриваемый водоем, распределяют найденное значение нормы испарения по месяцам в соответствии с данными таблицы 3.3.

Испарение расчетной обеспеченности равно

$$E_p = K_p E_{0,в}, \quad (3.62)$$

где $E_{0,в}$ — норма испарения; K_p — ордината кривой обеспеченности, определяемая по коэффициенту вариации испарения C_v и коэффициенту асимметрии C_s .

Для большей части территории СССР (I—V зоны) коэффициент вариации испарения $C_v = 0,15$. Для южных районов (VI—VIII зоны) $C_v = 0,10$. Коэффициент асимметрии испарения C_s принимают равным нулю.

При наличии наблюдений на плавучей испарительной установке испарение с водоемов средних размеров можно рассчитывать как с малых водоемов.

При отсутствии данных наблюдений испарение со средних водоемов вычисляют на основании эмпирических формул.

Расчетная формула, рекомендуемая Указаниями (с учетом пересчета в систему СИ), имеет вид:

$$E = 0,014n(e_0 - e_{200})(1 + 0,72u_{200}), \quad (3.63)$$

где E — испарение, мм; e_0 — средняя максимальная упругость водяного пара, вычисленная по температуре поверхности воды, Па; e_{200} — средняя упругость водяного пара над водоемом на высоте 200 см, Па; u_{200} — средняя скорость ветра над водоемом на высоте 200 см, м/с; n — число дней в расчетном периоде.

Для расчета испарения по формуле (3.63) надо знать среднее значение входящих в нее элементов (температура поверхности воды, упругость водяного пара, скорость ветра), измеренных непосредственно над водоемом. Однако для проектируемых и большинства существующих водоемов таких данных нет. Поэтому входящие в формулу элементы рассчитывают по материалам наблюдений метеорологических станций, расположенных на суше.

Максимальную упругость водяного пара определяют по температуре поверхности воды, которая может быть принята по данным наблюдений на водоеме-аналоге или рассчитана по материалам наблюдений метеорологических станций. Расчет ведут по способу, разработанному А. П. Браславским и З. А. Викулиной, на основе использования метода теплового баланса.

Упругость водяного пара над водоемом определяют по формуле:

$$e_{200} = e'_{200} + (0,8e_0 - e'_{200})M_T, \quad (3.64)$$

где e_{200} — средняя упругость водяного пара над водоемом, Па; e'_{200} — средняя за расчетный период упругость водяного пара, измеренная на метеостанции, Па; e_0 — максимальная упругость пара, подсчитанная по температуре поверхности воды, Па; M_T — коэффициент трансформации, учитывающий среднее изменение влажности воздуха в зависимости от нахождения воздушного потока над водоемом, определяется по графику $M_T = f(L_{cp}, t)$, приведенному в Указаниях.

Скорость ветра на метеорологических станциях измеряется флюгером на высоте около 10 м. Установлено, что изменение скорости ветра с высотой соответствует логарифмическому закону.

Расчет средней скорости ветра на высоте 200 см над водоемом рекомендуется вести по формуле:

$$u_{200} = k_1 k_2 k_3 u_\phi, \quad (3.65)$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий степень защищенности метеорологической станции на суше; k_2 — коэффициент, учитывающий характер рельефа в пункте наблюдений; k_3 — коэффициент, учитывающий среднюю длину разгона воздушного потока над водоемом; u_ϕ — скорость ветра на высоте флюгера, м/с.

Значения коэффициентов k_1 , k_2 и k_3 находят по таблицам в Указаниях.

На основании среднегодовых значений метеорологических элементов по формуле (3.63) рассчитывают месячное испарение $\bar{E}_{\text{мес}}$. Суммируя испарение за месяцы безледового периода, получают испарение за сезон (год), то есть норму испарения.

Расчет испарения за конкретные годы проводят аналогично, с использованием данных за эти годы.

Испарение с больших озер и водохранилищ рассчитывают по формуле (3.63). Если водоем расположен в однородных климатических условиях и не имеет больших участков, характеризующихся резко отличающимися условиями защищенности и глубины, расчет испарения ведут так же, как и для средних водоемов. Для больших водоемов, площадью более 1000 км², расчет испарения проводят по участкам с последующим осреднением для всей акватории водоема.

3.3.2. Испарение с поверхности снега и льда

Испарение со снежного покрова и льда происходит, когда упругость пара в воздухе над снегом или льдом e меньше, чем упругость пара, насыщающего пространство при температуре испаряющей поверхности e_n .

При постоянной относительной влажности воздуха с повышением его температуры увеличивается абсолютная влажность, что приводит к уменьшению разности упругости водяного пара ($e_n - e$) и уменьшению испарения. При некотором значении температуры воздуха разность упругости водяного пара ($e_n - e$) достигает нулевого значения и испарение прекращается. Дальнейшее повышение температуры воздуха приводит к тому, что абсолютная влажность воздуха превышает упругость пара, насыщающего пространство при температуре испаряющей поверхности, то есть $e > e_n$. В таком случае происходит конденсация пара. Конденсация водяного пара из поверхности снега и льда, минуя жидкую фазу, называется сублимацией.

Испарение с поверхности снега и льда измеряют при помощи цилиндрических сосудов различного диаметра и высоты. Эти приборы наполняют снегом и ставят в снег на уровне его поверхности. По изменению массы прибора определяют количество испарившегося снега или сконденсировавшихся паров из окружающего воздуха. Точность таких испарителей невысокая из-за выдувания снега из прибора.

Испарение с поверхности снега при одной и той же температуре обычно меньше, чем испарение с поверхности льда. Это объясняется меньшей теплопроводностью снега, вследствие чего температура на его поверхности оказывается ниже, чем на поверхности льда.

Интенсивность испарения со снега зависит от его плотности — на участках с уплотненным снежным покровом испарение идет более интенсивно, чем на участках с рыхлым свежавпавшим снегом.

Испарение с поверхности снега можно вычислить по формуле:

$$E_{\text{сн}} = (0,18 + 0,10u_{1000})(e_{\text{п}} - e_{200}) \cdot 0,1, \quad (3.66)$$

где $E_{\text{сн}}$ — испарение, м/сут; $e_{\text{п}}$ — максимальная упругость водяного пара, подсчитанная по температуре снега, Па; e_{200} — упругость водяного пара на высоте 200 см, Па; u_{1000} — скорость ветра на высоте флюгера, м/с.

Если в формулу (3.66) подставить значения $e_{\text{п}}$, e_{200} и u_{1000} средние не за одни сутки, а за n суток (но не более 30) и умножить полученный по формуле результат на n , получим испарение за n суток. При определении испарения с поверхности снега за месяц и более продолжительные периоды применяется упрощенная формула:

$$E_{\text{сн}} = 0,37nd_{200}, \quad (3.67)$$

где $E_{\text{сн}}$ — испарение за месяц, м; d_{200} — дефицит влажности воздуха на высоте 200 см, Па; n — число дней в расчетном периоде.

Для определения среднемноголетних месячных или сезонных значений испарения с поверхности снега пользуются данными наблюдений по снеговым испарителям или вычисленными по формулам (3.66) или (3.67) месячными значениями испарения за период не менее 10...15 лет.

Испарение со снежного покрова очень невелико по сравнению с испарением за летний период. Для европейской части СССР испарение за 4 месяца (декабрь — март) составляет 25...30 мм.

3.3.3. Испарение с поверхности почвы и растительного покрова

Испарение с поверхности почвы зависит от тех же факторов, что и испарение с водной поверхности: дефицита влажности, подсчитанного по температуре испаряющей поверхности, ветра и температуры воздуха. Кроме того, на испарение с почвы влияют специфические факторы, из которых особенно следует отметить влажность почвы.

В период дождя и после него, когда верхний слой почвы обильно увлажнен, испарение с поверхности почвы аналогично испарению с водной поверхности. Отличие состоит в том, что почва перед дождем бывает сильно прогрета, поэтому смачивающая ее вода испаряется быстрее.

Когда дождей нет, испарение происходит с поверхности грунтовых вод, находящихся ниже поверхности почвы. Если упругость паров воздуха в почве ($e_{\text{почв}}$) превышает упругость паров приземного слоя атмосферы ($e_{\text{а}}$), водяные пары в резуль-

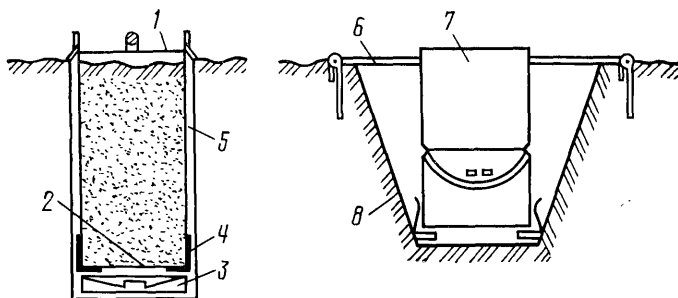


Рис. 3.12. Почвенный испаритель ГГИ-500-50:

1 — внутренний цилиндр; 2 — дно с отверстиями; 3 — сосуд для сбора просочившейся воды; 4 — защелка дна; 5 — наружный цилиндр; 6 — кольцевая сетка; 7 — дождемерное ведро; 8 — конусный бак.

тате диффузии перемещаются снизу вверх. Таким образом, интенсивность испарения зависит и от дефицита влажности, и от влажности почвы.

По мере увеличения иссушенного слоя испарение с почвы уменьшается. Плотные почвы, обладающие большей капиллярностью, испаряют сильнее, чем рыхлые. Некоторое значение имеет цвет почвы, рельеф поверхности, ориентация ее по отношению к странам света (с южных склонов испарение происходит интенсивнее, чем с северных и западных).

Испарение с почвы измеряют с помощью почвенных испарителей. Сущность метода состоит в том, что испарение между сроками наблюдений определяют по изменению массы почвенного монолита, помещенного в испаритель, с учетом выпавших осадков за тот же период и количества воды, просочившейся через монолит. Изменение массы устанавливают взвешиванием; осадки измеряют почвенным дождемером; воду, просочившуюся через монолит и собравшуюся в водосборном сосуде испарителя, измеряют стаканом дождемера.

На почвенно-испарительных станциях пользуются почвенными испарителями ГГИ-500-50 (площадью 500 см², высотой 50 см) и ГГИ-500-100 (площадью 500 см², высотой 100 см).

Испаритель ГГИ-500-50 (рис. 3.12) состоит из внутреннего и внешнего цилиндров и водосборного сосуда. Во внутренний цилиндр помещается почвенный монолит с ненарушенной структурой. Дно внутреннего цилиндра — съемное с отверстиями, через которые вода, просочившаяся через монолит, попадает в водосборный сосуд. При взвешивании и измерении количества просочившейся воды водосборный сосуд открепляется от внутреннего цилиндра испарителя.

Испаритель ГГИ-500-100 отличается от испарителя ГГИ-500-50 лишь высотой.

К недостаткам весового метода измерения испарения относится изоляция почвенного монолита от окружающей почвы.

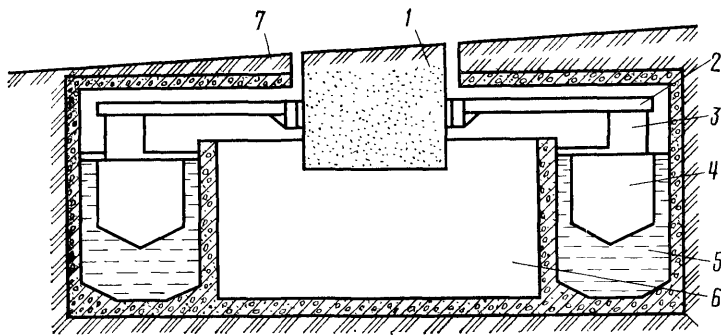


Рис. 3.13. Схема устройства гидравлического испарителя большой модели: 1 — почвенный монолит; 2 — опорная консоль; 3 — шейка поплавка; 4 — кольцевой полый поплавок; 5 — кольцевой бассейн, наполненный водой; 6 — пространство для работы наблюдателя; 7 — насыпной грунт на крышке прибора.

Более точно испарение с почвы можно измерить с помощью гидравлических почвенных испарителей, основанных на принципе гидравлического взвешивания монолита.

В Валдайском филиале ГГИ (1950 г.) установлен гидравлический испаритель большой модели, предложенный В. А. Урываевым и разработанный им совместно с К. С. Пецулем.

В центре прибора помещен почвенный монолит площадью 5 м², глубиной 2 м. Монолит заключен в стальной кожух, соединенный с двенадцатью радиально расходящимися консолями, которые опираются на выступы (шейки) поплавка. Поплавок погружен в воду кольцевого бассейна (рис. 3.13). Масса монолита и кожуха с консолями (около 40 т) уравнивается поплавком. Суммарная площадь двенадцати шеек поплавка равна площади испаряющей поверхности прибора. Поэтому изменение массы почвенного монолита (выраженное в слое воды) вследствие испарения, конденсации или выпадения осадков на его поверхность соответствует вертикальному перемещению плавающей системы испарителя относительно уровня воды в бассейне. Эти перемещения регистрируются при помощи трех самописцев уровня, расположенных под углом 120°. Барабаны самописцев имеют суточный завод. Средняя кривая, полученная по данным трех самописцев, характеризует изменение положения центра тяжести почвенного монолита. Таким образом, прибор позволяет с большой точностью регистрировать суточный ход испарения с поверхности почвенного монолита.

Наряду с измерением испарения, конденсации и осадков в испарителе предусмотрено измерение поверхностного стока и количества воды, просочившейся сквозь толщу монолита. Таким образом, прибор позволяет изучать все составляющие водного баланса. За многолетний период его эксплуатации удалось выяснить очень важные вопросы по испарению с поверх-

ности почвы, растительного покрова и снега, изучить зависимость испарения от различных гидрометеорологических факторов.

Для более широкого использования гидростатического взвешивания В. А. Урываев и П. Н. Бурцев разработали конструкцию гидравлического испарителя малой модели.

Испарение с растительного покрова включает транспирацию и испарение осадков, задержанных кронами деревьев, листьями растений. Рассмотренный процесс испарения с водной поверхности представляет простой переход из жидкого состояния в газообразное; испарение с почвы хотя и осложняется специфическими условиями почвенной структуры и наличием почвенной влаги, но все же представляет тот же физический процесс, лишь в более сложных условиях.

Транспирация растений — это физиологический процесс, сущность которого состоит в следующем. Для своего питания растение забирает воду из почвы и подает ее по сосудам вверх, где небольшая часть воды идет на выработку ткани самого растения, то есть на его прирост, а избыток в парообразном состоянии удаляется через устьица листьев в атмосферу.

Количество воды, которое растение должно пропустить через себя, чтобы образовать 1 г сухого вещества, называется транспирационным коэффициентом. Он зависит от вида растения и изменяется в больших пределах.

К основным факторам, влияющим на транспирацию, относятся в первую очередь солнечная радиация и влажность почвы, которые главным образом обуславливают жизнь растений и интенсивность их роста.

Величину транспирации определяют почвенными испарителями. Для измерения транспирации крупных растений (деревьев), корневая система которых превышает объем почвенного монолита в обычных испарителях, создают специальные установки, работающие по принципу весового метода.

3.3.4. Суммарное испарение

Суммарное испарение включает транспирацию, испарение с почвы и испарение воды, задержанной стеблями и листьями растений при выпадении осадков. При гидрологических и водохозяйственных расчетах, мелиоративном проектировании нужно знать норму суммарного испарения и распределение ее по месяцам.

В соответствии с Рекомендациями по расчету испарения с поверхности суши (Л.: Гидрометеониздат, 1976) среднеегодовое суммарное испарение (норму) определяют: по методу водного баланса, по методу водно-теплового баланса и по методу турбулентной диффузии с использованием данных метеорологических станций (температуры и влажности воздуха).

Метод водного баланса. Из уравнения водного баланса речного бассейна для многолетнего периода норма годового сум-

марного испарения E_0 равна норме осадков x_0 за вычетом нормы стока y_0 :

$$E_0 = x_0 - y_0. \quad (3.68)$$

Исходя из уравнения (3.68), в ГГИ построена карта изолиний норм годовых величин суммарного испарения. По карте изолиний определяют среднемноголетнее испарение с больших площадей порядка 6 000...7 000 км². Погрешность снимаемых с карты значений испарения для большей части равнинной территории СССР составляет 15%. Для горных районов и Крайнего Севера ошибка возрастает до 20%, а для некоторых слабоизученных частей этих районов может достигать 40%.

Метод водно-теплового баланса. Согласно этому методу, норму суммарного испарения определяют по номограмме (см. Рекомендации по расчету испарения с поверхности суши) в зависимости от нормы осадков x_0 и среднемноголетнего радиационного баланса R_0 . Распределение радиационного баланса по территории СССР представлено в виде карты изолиний. Норму осадков для заданного пункта находят по климатологическому справочнику СССР.

Результаты расчета для одного пункта распространяются на окружающую площадь, размеры которой определяются радиусом действия принятых в расчет величин осадков и радиационного баланса.

Для подсчета испарения с больших речных бассейнов (территорий) на карту бассейна наносят все метеорологические станции с многолетним рядом наблюдений за осадками. Устанавливают площади бассейна, тяготеющие к каждой станции. Среднее для всего бассейна испарение вычисляют как средневзвешенную величину. Ошибка расчета испарения по методу водно-теплового баланса около 20%.

Метод турбулентной диффузии. Расчет интенсивности испарения по методу турбулентной диффузии основан на установлении закономерности перемещения водяного пара в приземном слое атмосферы. Для применения этого метода необходимо иметь данные измерения скорости ветра, температуры и влажности воздуха минимум на двух уровнях. На метеорологических станциях эти элементы измеряют только на одной высоте. В связи с этим А. Р. Константинов разработал методику расчета суммарного испарения методом турбулентной диффузии с использованием данных метеорологических станций.

В результате специальных исследований была установлена связь вертикальных градиентов температуры и влажности воздуха, а также скорости ветра со значениями температуры и влажности воздуха, измеренными на метеорологических станциях. Пользуясь полученными зависимостями, А. Р. Константинов разработал номограмму (рис. 3.14) для определения нормы годового испарения по среднегодовым значениям температуры и влажности воздуха, вычисленным за многолетний период.

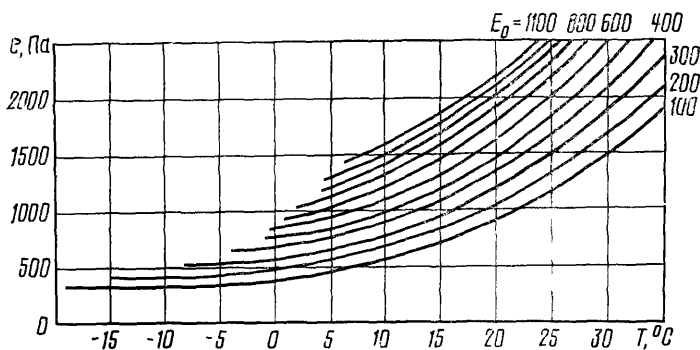


Рис. 3.14. Номограмма для вычисления среднегодового испарения E_0 (мм) по среднегодовой температуре T и влажности воздуха e (Па).

Метод турбулентной диффузии не рекомендуется применять для районов сухих степей, полупустынь и пустынь.

Среднегодовое месячное суммарное испарение можно установить по методу отношений или комплексным методом.

Метод отношений. Он состоит в том, что вычисляемая по одному из рассмотренных ранее способов норма годового испарения распределяется по месяцам с помощью таблицы внутри-годового хода испарения (в процентах) для данной геоботанической зоны.

Расчет месячных норм суммарного испарения по методу отношений приближенный.

Комплексный метод. Он основан на совместном решении уравнений теплового и водного балансов. Для его использования необходимо знать среднегодовые осадки, сток, температуру и влажность воздуха за каждый месяц.

Расчетные зависимости метода

$$E = E_{\max} (\omega_1 + \omega_2) / 2\omega_0 \text{ при } \omega_1 + \omega_2 / 2 < \omega_0, \quad (3.69)$$

$$E = E_{\max} \text{ при } \omega_1 + \omega_2 / 2 \geq \omega_0, \quad (3.70)$$

где E — испарение, мм; $E_{\max}$ — испаряемость, то есть максимально возможное испарение при данных метеорологических условиях, мм; ω_1 и ω_2 — запасы продуктивной влаги в активном для растений слое почвы на начало и конец месяца, мм; ω_0 — критическое значение продуктивной влаги активного слоя, при котором испарение равно испаряемости. Толщина активного слоя принимается равной 1 м.

Испаряемость $E_{\max}$ для теплого периода года определяют по эмпирическим графикам в зависимости от приближенного значения дефицита влажности $d = e_t - e$. Влажность насыщающего водяного пара e_t находят по таблице в зависимости от среднегодовой температуры воздуха за месяц; величина e_t представляет среднегодовую абсолютную влажность за месяц. Полученный таким образом дефицит не равен истинному дефициту влажности воздуха, который определяется не по

осредненным, а по измеренным за каждый срок значениям температуры воздуха и абсолютной влажности.

В Рекомендациях по расчету испарения с поверхности суши приведены графики $E_{\max} = f(d)$ для различных геоботанических зон: тундры и лесотундры, хвойного леса, смешанного леса, лиственного леса, лесостепи, степи, полупустыни и пустыни.

Критические запасы продуктивной влаги в метровом слое почвы ω_0 (средние за месяц) определяют в зависимости от геоботанической зоны и среднегодовой месячной температуры воздуха по специальной таблице.

Продуктивные запасы влаги в метровом слое почвы в конце месяца определяют по формулам:

$$\omega_2 = c/a \text{ при } \omega_1 + \omega_2/2 < \omega_0, \quad (3.71)$$

$$\omega_2 = \omega_1 + x - y - E_{\max} \text{ при } \omega_1 + \omega_2/2 \geq \omega_0, \quad (3.72)$$

где $c = \omega_1 b + x - y$; $b = 1 - E_{\max}/2\omega_0$; $a = 1 + E_{\max}/2\omega_0$;

x и y — среднегодовые месячные суммы осадков и стока, мм.

Влагозапасы в начале первого месяца теплого периода ω_1 находят приближенно по карте С. А. Вериги (см. Рекомендации), а для начала всех последующих месяцев принимают равными запасы в конце предыдущего месяца ω_2 .

Расчет величины ω_2 для конца первого месяца проводят по формуле (3.71). Полученный результат считают правильным при условии, что $\omega_1 + \omega_2/2 < \omega_0$. Несоблюдение этого условия означает, что формула (3.71) была применена неправильно, и расчет ω_2 проводят заново по формуле (3.72).

Аналогичную проверку проводят для всех последующих месяцев теплого периода. Запасы влаги метрового слоя почвы в среднем за многолетний период в течение зимних месяцев существенно не изменяются. Поэтому величина ω_2 для конца последнего месяца теплого периода должна совпадать с принятым значением ω_1 для начала первого месяца теплого периода. Если это условие не выполняется, то цикл вычислений повторяют заново, то есть выполняют второе приближение, приняв при этом ω_1 для начала теплого периода равным значению ω_2 , полученному в результате первого цикла вычислений для конца теплого периода. Обычно второго приближения бывает достаточно для того, чтобы влагозапасы ω_1 и ω_2 совпали. Затем вычисляют средние запасы влаги за каждый месяц $\omega_1 + \omega_2/2$.

Месячные суммы испарения определяют по формулам (3.69) и (3.70) в зависимости от соотношения между найденными для каждого месяца значениями $\omega_1 + \omega_2/2$ и ω_0 .

Месячное испарение заданной обеспеченности E_p (мм в месяц) снимается с обобщенных кривых, построенных по данным наблюдений гидрометеорологических станций, для различных угодий: пара, разнотравья (суходольный луг, целина и залежь) и зерновых. По обобщенным кривым величина E_p определяется

в зависимости от нормы месячного испарения, полученной комплексным методом или по методу отношений.

Для оценки испарения с поверхности суши, например угодий, сельскохозяйственных культур, за отдельные месяцы конкретных лет используется метод теплового баланса и частично применяют накопленные материалы наблюдений на почвенных испарителях ГГИ-500-50 и ГГИ-500-100 (метод испарителей).

Однако широкое практическое применение метода теплового баланса для расчетов испарения требует дальнейшего развития и накопления данных метеорологических наблюдений, необходимых для вычисления составляющих уравнение элементов.

Для расчета испарения с орошаемых земель, кроме метода теплового баланса, применяют также биоклиматический метод, разработанный А. М. Алпатьевым и С. М. Алпатьевым в Украинском научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации. Метод учитывает биологические особенности сельскохозяйственных культур и используется при минимальном увлажнении корнеобитаемого слоя почвы, то есть при запасах влаги не ниже 65% наименьшей полевой влагоемкости.

В соответствии с биоклиматическим методом расчет испарения (м) ведется по формуле:

$$E = a \Sigma d_{200}, \quad (3.73)$$

где Σd_{200} — сумма среднесуточных дефицитов влажности воздуха за рассматриваемый период на высоте 200 см, Па; a — биологический коэффициент испарения, зависящий от вида растений.

3.3.5. Атмосферные осадки

Водяные пары могут оставаться в воздухе до тех пор, пока количество их не достигнет стадии насыщения. Предел насыщения воздуха понижается при понижении температуры. Если массы воздуха с некоторым запасом водяных паров попадают в верхние слои атмосферы, где температура значительно ниже наземной, создаются условия, при которых относительная влажность паров превышает предел насыщения.

В этом случае дальнейшее охлаждение повлечет за собой образование излишков пара, переход его в воду (или кристаллы льда) и выпадение осадков. Переход водяного пара в жидкое или твердое состояние называется конденсацией. Следовательно, образование осадков объясняется наличием восходящих токов воздуха. Подъем воздушных масс воздуха происходит главным образом вследствие сильного нагрева земной поверхности, прохождения циклонов и встречи с горами. Осадки могут выпадать в виде дождя, снега и града. Кроме того, водяные пары выделяются непосредственно из воздуха и осаждаются на поверхности земли, растений, зданий в виде росы, инея и изморози.

Основную массу осадков (99%) составляют дождь и снег. Осадки выражаются в виде слоя воды (мм), равномерно рас-

пределенного по площади. В зависимости от характера выпадения различают ливневые, обложные и моросящие осадки.

Ливневые осадки образуются в результате быстрого подъема воздуха вверх и характеризуются большой интенсивностью, сравнительно малой продолжительностью и небольшой площадью распространения. Ливневыми осадками могут быть дождь, снег, выпадающий крупными хлопьями, град, крупа и мокрый снег.

Обложные осадки образуются в результате медленного восхождения теплого воздуха. Они характеризуются сравнительно небольшой интенсивностью, большой продолжительностью и значительной площадью распространения. Обложные осадки выпадают в виде дождя и снега.

Моросящие осадки состоят из мельчайших капель или крупинок снега, которые как бы взвешены в воздухе и очень медленно оседают.

Распределение осадков по поверхности суши зависит от удаления местности от океана, рельефа местности и растительного покрова. По мере удаления от океана количество осадков постепенно уменьшается. Так, на северо-западе и западе европейской части СССР выпадает осадков в год в среднем 700 мм, на юго-востоке — 300...400, а в Средней Азии и пустынных районах — 100...150 мм.

В горных районах склоны, обращенные к влагоносным ветрам, получают больше осадков, чем противоположные склоны. В условиях европейской части СССР на западных склонах обычно выпадает больше осадков, чем на восточных, так как здесь преобладает перенос влаги с запада на восток. В условиях Дальнего Востока, наоборот, больше осадков выпадает на восточных и юго-восточных склонах горных хребтов, расположенных на пути влагоносных ветров.

Влияние рельефа сказывается в том, что с повышением местности количество выпадающих осадков обычно увеличивается. Это объясняется тем, что возвышенности усиливают восходящие токи воздуха. Закономерность изменения осадков с высотой особенно резко проявляется в горных районах. Однако и на равнинных территориях влияние рельефа также заметно; даже на сравнительно небольших возвышенностях количество осадков увеличивается. Например, на Валдайской возвышенности среднегодовые осадки возрастают на 100...150 мм по сравнению с расположенной рядом котловиной озера Ильмень. Увеличение количества осадков с высотой происходит до отметок 3000...3500 м над уровнем моря, а выше эта зависимость уменьшается или прекращается. Наибольшее количество осадков — до 4000 мм в год выпадает в районе Поти — Батуми. Распределение осадков на территории СССР представляется картой изолиний.

Дождевые осадки характеризуются количеством осадков H и продолжительностью выпадения t . Отношение H/t представ-

ляет среднюю интенсивность i . Дожди с интенсивностью $i > 0,3$ мм/мин называют ливнями.

Обычно на территории европейской части СССР и Западной Сибири продолжительность ливней не превышает 2 ч, но иногда они затягиваются. В районах Дальнего Востока наблюдаются ливни муссонного происхождения продолжительностью несколько суток. Такие же продолжительные ливни бывают и в районе влажных субтропиков (Поти — Батуми).

Ливни характеризуются тем, что интенсивность их быстро уменьшается с увеличением продолжительности, а с увеличением интенсивности уменьшается площадь распространения ливня. Зависимость между интенсивностью ливня и его продолжительностью выражают эмпирическими формулами гиперболического вида, например

$$\bar{i}_t = S/(t+1)^n, \quad (3.74)$$

где i_t — средняя интенсивность ливня за интервал времени t , мм/мин; n — показатель редукции (уменьшения) интенсивности ливня по продолжительности; S — предельная (максимальная) интенсивность ливня, $S = i_{\max}$ при $t \rightarrow 0$.

Предельная интенсивность ливня для различных физико-географических условий может быть выражена следующей зависимостью:

$$S = A + B \lg N, \quad (3.75)$$

где A и B — параметры; N — число лет превышения ливней данной интенсивности или расчетная повторяемость ливней в годах.

Значения параметров A и B были получены З. П. Богомазовой и З. П. Петровой (ГГИ, 1940 г.) в результате обработки данных наблюдений по ливневым дождям.

Для европейской территории СССР параметры A и B оказались географически устойчивыми, что позволило составить карты изолиний этих параметров различной обеспеченности. Для отдельных пунктов параметры A и B можно определить по таблице. З. П. Богомазова и З. П. Петрова приняли осредненное значение параметра $n = 0,67$, одинаковое для всей территории СССР.

Таким образом, для любого пункта территории СССР интенсивность ливня в зависимости от принятой расчетной продолжительности может быть вычислена по формуле:

$$\bar{i}_t = A + B \lg N / (1+t)^{0,67}. \quad (3.76)$$

Из формулы (3.76) следует, что количество осадков за ливень продолжительностью t (мин) равно

$$H_t = \bar{i}_t t = \frac{A + B \lg N}{(1+t)^{0,67}} t \approx (A + B \lg N) t^{0,33}. \quad (3.77)$$

Формулой (3.77) можно пользоваться при расчетах максимальных расходов с временем добегаания не больше 8...10 ч.

При большем времени добега-ния получается существенное преувеличение максимальных расходов. Следует иметь в ви-ду, что дождь на больших во-досборах не покрывает одно-временно всю площадь, поэто-му средний слой стока на та-ких водосборах меньше, чем на малых.

На основе накопленных материалов наблюдений по осадкам на всей территории СССР Г. А. Алексеев в 1962 г. разработал методику опреде-ления расчетных характерис-тик дождевых осадков без ис-пользования аналитического выражения зависимости $i = f(t)$. Эта методика основа-на на статистическом обобще-нии исходных данных (записей самописцев дождя), достаточ-но полно освещающих изучае-мую территорию, и состоит в следующем.

По расшифрованным записям самописцев дождя для ряда метеостанций, расположенных в однородном климатическом районе, проводят выборку за каждый год наибольших слоев осадков H_τ (мм) за интервалы времени τ , равные 5, 10, 20...720, 1440 и 2880 мин, а также наибольший слой суточных осадков H (мм).

По выбранным данным H_τ и H составляется объединенная для всех станций (районная) таблица наибольших слоев осад-ков за каждый интервал времени и наибольших суточных осад-ков. Значения H_τ и H располагают в таблице в порядке убыва-ния для каждого интервала τ и подсчитывают обеспеченность значений H_τ и H по формуле (3.11).

На основании данных объединенной таблицы строят на клет-чатке вероятностей сглаженные эмпирические кривые обеспече-нности наибольших в году слоев осадков H_τ для каждого интер-вала времени:

$$H_{\tau,p} = f(p, \tau). \quad (3.78)$$

и сглаженную кривую обеспеченности суточных осадков H за те же годы наблюдений

$$H_p = f_2(p). \quad (3.79)$$

Полученное семейство кривых обеспеченности (рис. 3.15) перестраивают в районные кривые редукции слоя осадков, ха-

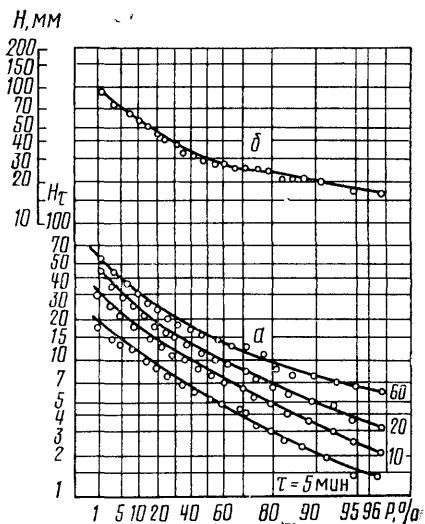


Рис. 3.15. Эмпирические кривые обеспеченности наибольших в году слоев осадков, обусловленных дождями различной продолжительности (а), и кривая обеспеченности наибольших в году суточных осадков (б).

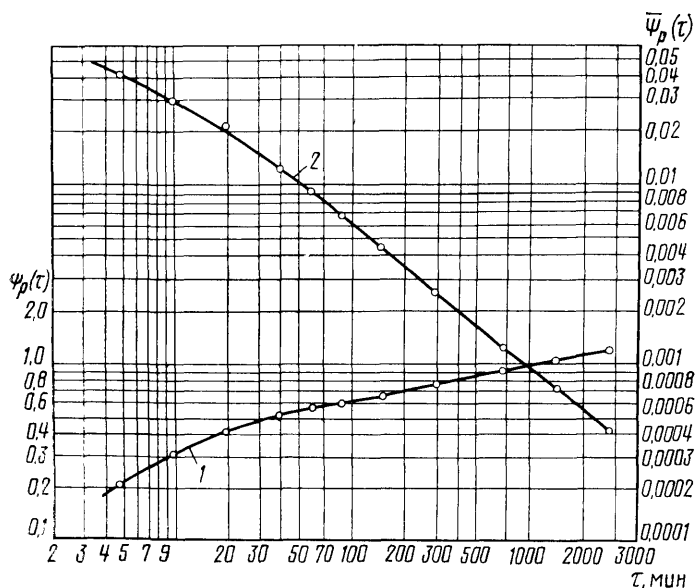


Рис. 3.16. Кривая нарастания наибольшего слоя осадков в долях от равнообеспеченных суточных осадков $H_{\tau,p}/H_p = \bar{\psi}_p(\tau)$ (1) и кривая редукции средней интенсивности осадков $\psi_p(\tau)$ (2).

рактеризующие для данного климатического района закономерность увеличения слоя осадков H_{τ} с возрастанием интервала времени τ . При построении районных кривых редукции слой осадков различной обеспеченности ($H_{\tau,p}$) за каждый интервал времени τ выражают в долях суточных осадков той же обеспеченности

$$H_{\tau,p}/H_p = \bar{\psi}_p(\tau). \quad (3.80)$$

Аналогичным образом представляют и районные кривые расчетной средней интенсивности дождя заданной обеспеченности. Средняя интенсивность осадков $i_{\tau,p}$ для каждого интервала времени τ обеспеченности p (%) определится путем деления ординаты $\psi_p(\tau)$ на продолжительность отрезка времени τ

$$\psi_p(\tau)/\tau = H_{\tau,p}/H_p \tau = \bar{i}_{\tau,p}/H_p = \bar{\psi}_p(\tau). \quad (3.81)$$

На рисунке 3.16 в качестве примера приведены кривые редукции слоя осадков $H_{\tau,p}/H_p = \bar{\psi}_p(\tau)$ и кривые редукции средней интенсивности осадков $H_{\tau,p}/H_p \tau = \bar{\psi}_p(\tau)$.

Выражение слоев и средней интенсивности осадков различной обеспеченности (за разные интервалы времени τ) в долях от суточных осадков той же обеспеченности делает районные кривые редукции более устойчивыми по территории и учитывает местные особенности режима выпадения осадков.

На основании рассмотренной методики Г. А. Алексеева в ГГИ произведена обработка 10 000 годостанций наблюдений

над осадками. В результате установлено для всей территории СССР 30 типовых кривых редукции и определены их границы на карте.

Пользуясь этими кривыми и таблицей суточных осадков различной обеспеченности H_p , можно определить расчетный слой осадков заданной обеспеченности за любой интервал времени $H_{\tau,p} = H_p \psi_p(\tau)$ и среднюю интенсивность осадков той же обеспеченности $i_{\tau,p} = H_p \psi_p(\tau)$.

Ливни играют важную роль в процессе формирования стока рек. Вследствие выпадения ливней на реках формируются дождевые паводки. Максимальные расходы дождевых паводков могут быть значительны и на малых реках часто превышать максимальные расходы от снеготаяния.

Обложные дожди в отличие от ливней имеют малую интенсивность, но большую продолжительность и охватывают значительные площади. Поэтому обложные дожди дают большой сток. Паводки от обложных дождей более растянуты во времени, но максимальные расходы их меньше, чем от ливней.

Дождевые осадки измеряют в основном осадкомером В. Д. Третьякова. Этот прибор состоит из ведра с площадью приемной поверхности 200 см². Ведро устанавливают на столбе так, чтобы верхний край его был на высоте 2 м от поверхности почвы. От выдувания осадков прибор защищен рядом металлических планок, скрепленных в нижней части цепочкой так, что все планки имеют наклон к плоскости горизонта. Верхний конец планок отогнут во внешнюю сторону. Осадки, скопившиеся в осадкомере, измеряют при помощи измерительного стакана, каждое деление которого соответствует слою осадков 0,1 мм в натуре.

Для непрерывной и автоматической записи количества жидких осадков применяют самопишущие дождемеры-плювиографы (рис. 3.17).

Осадки попадают в дождемерное ведро площадью 500 см². Из дождемерного ведра 6 вода стекает по трубке в цилиндр 4 с поплавком. К поплавку прикреплен стержень 7 с пером 5, который соприкасается с лентой барабана, вращающегося с помощью часового механизма. При выпадении осадков поплавок поднимается и вместе с ним движется по ленте перо, вычерчивая кривую изменения количества осадков. При заполнении цилиндрического сосуда доверху

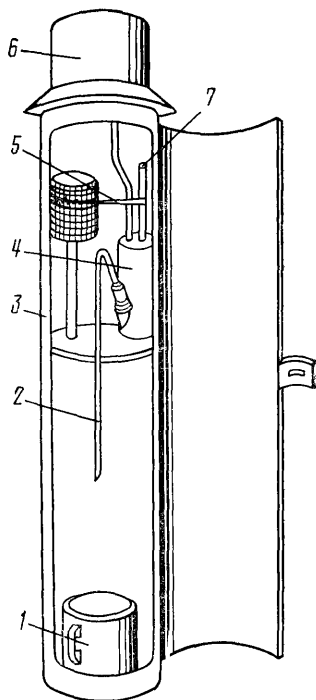


Рис. 3.17. Плювиограф.

вода автоматически выливается из него через сифон 2 в приемный сосуд 1, и поплавок быстро опускается (перо в это время пишет нисходящую линию). При отсутствии осадков перо вычерчивает на ленте горизонтальную линию.

В труднодоступных горных районах применяют суммарные дождемеры, собирающие осадки в течение длительного периода времени (месяц и больше).

Зимние осадки, выпадающие в виде снега и накапливающиеся за зиму в значительных количествах, играют весьма важную роль в гидрологических процессах. Основные характеристики снежного покрова: продолжительность залегания, высота, плотность снега, запасы воды в снеге.

Продолжительность залегания снежного покрова уменьшается в направлении с севера на юг. На побережье Северного Ледовитого океана она в среднем составляет 240...260 сут, на юго-восточном побережье Каспийского моря снег лежит в среднем всего 3...4 сут. Продолжительность залегания снежного покрова увеличивается по мере продвижения с запада на восток. Так, на побережье Балтийского моря (60° с. ш.) снег лежит около 80 сут, а на той же широте в Западной Сибири — 200 сут.

Высота снежного покрова в различных районах СССР неодинакова. Наибольшей высоты снежный покров достигает на западных склонах Северного Урала (до 100 см). Самый тонкий снежный покров (около 10 см) наблюдается в большинстве районов Среднеазиатских республик, на Северном Кавказе, в степных районах Украины. Мало снега выпадает в степном Забайкалье и на территории Дальнего Востока.

В бассейне рек снежный покров залегает неравномерно. Степень неравномерности зависит от рельефа местности и характера растительности. На равнинах, расчлененных оврагами, долинами и балками, большая часть снега сносится ветрами в долины и овраги. Наиболее пестрое распределение снега наблюдается в горах.

На характер залегания снежного покрова влияет и растительный покров. Значительное скопление снега наблюдается в мелком кустарнике, у лесных опушек и в молодых лесных зарослях.

Относительной плотностью снега называется отношение массы снега к массе воды при одинаковых их объемах

$$d = G_c / G_v, \quad (3.82)$$

где G_c — масса снега; G_v — масса воды. Если взять пробу снега с помощью цилиндра высотой h_c и определить высоту слоя воды после таяния снега, то $d = h_v / h_c$. Это самый простой способ определения d ; плотность снега можно определить и путем взвешивания пробы снега.

Относительная плотность снега зависит от многих факторов и изменяется в больших пределах. Для свежевывапавшего снега она ориентировочно 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.

От запасов воды в снеге (количества воды, образующейся от таяния) зависит размер весеннего половодья, увлажнение почвы весной и т. д. Зная относительную плотность снега d и высоту снежного покрова $h_{\text{сн}}$, можно получить соответствующий слой воды

$$h_{\text{в}} = dh_{\text{сн}}. \quad (3.83)$$

Для определения запасов воды в снеге на водосборе проводят снегомерные съемки: измеряют высоту снежного покрова и вычисляют его относительную плотность в различных точках бассейна. По этим данным определяют высоту снежного покрова и запасы воды в снеге и строят изолинии.

Таяние снега происходит под влиянием солнечной радиации и теплообмена с воздухом.

Количество талых вод, образующихся в единицу времени, называют интенсивностью снеготаяния. Ее значение не постоянно во времени. Неравномерность распределения снежного покрова приводит к образованию так называемого пестрого ландшафта, то есть спустя некоторое время после начала таяния в снежном покрове появляются проталины, число и размер которых постепенно нарастают до полного исчезновения снега на поверхности бассейна. Наибольшая интенсивность снеготаяния наблюдается, когда проталины занимают 5...60% всей площади.

Существенное влияние на ход таяния снега оказывает лес. Вследствие уменьшения скорости ветра и солнечной радиации интенсивность снеготаяния в лесу значительно меньше, чем на открытых участках. Для отдельных частей водосбора на интенсивность снеготаяния влияет экспозиция склонов.

Приближенно интенсивность снеготаяния h (мм/сут) определяют по формуле:

$$h = \alpha \bar{t}_{\text{сут}}, \quad (3.84)$$

где $\bar{t}_{\text{сут}}$ — положительная среднесуточная температура воздуха; α — коэффициент стаивания, то есть слой талой воды (мм), приходящийся на 1°C положительной среднесуточной температуры.

Коэффициент стаивания определяется эмпирическим путем. Выражение (3.84) основано на предположении о существовании прямой линейной зависимости между количеством талой воды и температурой воздуха. Это предположение более справедливо для районов, расположенных севернее 55° с. ш. Коэффициент стаивания здесь равен в среднем 5,0...5,2 мм для открытых бассейнов и 1,7...2,3 мм для залесенных. В южных районах коэффициент α колеблется в больших пределах.

С увеличением интенсивности снеготаяния уменьшается его продолжительность. Дружное и непродолжительное снеготаяние обычно наблюдается при запаздывании наступления весны, значительном притоке масс теплого воздуха.

На больших бассейнах начало таяния, а также полное осво-

бождение от снега происходит одновременно, особенно при значительном простираии бассейна с севера на юг.

Высоту снежного покрова определяют снегомерными рейками (постоянными и переносными). Плотность снега определяют весовым снегомером или плотномером. Этот прибор состоит из металлического градуированного цилиндра площадью 50 см² и весов — безмена с делениями через 5 г. При взятии пробы цилиндр погружают в снег до поверхности земли и по его шкале отсчитывают высоту снежного покрова. Затем пробу взвешивают и вычисляют относительную плотность

$$d = 5n/50h_{\text{сн}} = n/(10h_{\text{сн}}), \quad (3.85)$$

где n — число делений на безмене; $h_{\text{сн}}$ — высота снежного покрова.

В соответствии с выражением (3.83) запас воды в снеге равен

$$h_{\text{в}} = dh_{\text{сн}} = nh_{\text{сн}}/(10h_{\text{сн}}) = 0,1n. \quad (3.86)$$

Для измерения количества зимних осадков применяют также осадкомеры системы В. Д. Третьякова, однако точность учета твердых осадков (снега) этими приборами ниже, чем при измерении жидких осадков.

В 1965—1968 гг. в Валдайском филиале ГГИ разработан и испытан в полевых условиях походный радиоэлектронный снегомер (М-100), предназначенный для маршрутных снегомерных съемок. В отличие от метода обычных снегосъемок запасы воды в снеге прибором М-100 измеряют не в отдельных точках снегомерной линии, а непрерывно по длине маршрута на полосе шириной 8...10 м.

Для определения среднего количества осадков для бассейна реки данные наблюдений за осадками получают непосредственно с метеорологических станций в виде месячных табличных сводок. В зависимости от густоты метеостанций и требуемой точности слой осадков для изучаемого бассейна за тот или иной период можно вычислить одним из следующих способов: изогией, квадратов, взвешенных площадей или среднеарифметической.

Способ изогией (линий равных осадков) состоит в том, что на карту бассейна наносят все метеорологические станции и выписывают количество осадков на каждой из них. По этим данным проводят изогии. Планиметром определяют площади бассейна между изогиями ω_i и устанавливают путем интерполяции между соседними изогиями количество осадков для центров тяжести площадок x_i . При равномерном распределении изогий x_i можно определить как полусумму количества осадков двух изогий. Среднее количество осадков для всего бассейна находят как средневзвешенную величину

$$\bar{x} = \frac{x_1\omega_1 + x_2\omega_2 + \dots + x_n\omega_n}{\omega_1 + \omega_2 + \dots + \omega_n} = \frac{\sum_1^n x_i\omega_i}{\sum \omega_i}. \quad (3.87)$$

Способ изогьет применяют при детальном расчете количества осадков в условиях достаточно густой сети станций.

Способ квадратов заключается в том, что площадь бассейна делят на ряд равновеликих квадратов. Для каждого квадрата вычисляют слой осадков как среднеарифметическое из показаний станций, попадающих на площадь квадрата, или интерполяцией между смежными квадратами, если на квадрат не попала ни одна станция. Полученные значения осадков относят к центрам квадратов и выписывают в них. Суммируя количество осадков всех квадратов и деля результат на число квадратов n , получают слой осадков для всего бассейна.

Способ квадратов более прост, чем предыдущий, и для больших бассейнов дает довольно точные результаты.

Способ средневзвешенных площадей применяют в том случае, когда на бассейне есть небольшое количество метеостанций и провести изогьет нельзя.

Расчет по способу средневзвешенных площадей проводят так. На карту бассейна наносят все станции данного бассейна и соседних, соединяют их прямыми линиями. Образуется сеть треугольников (рис. 3.18). Из середины стороны каждого треугольника проводят перпендикуляры до их взаимного пересечения. Точки пересечений определяют границы участков, тяготеющих к данной станции. Определив эти площади планиметром, вычисляют среднее количество осадков для бассейна реки по выражению

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n x_i \omega_i / \sum \omega_i, \quad (3.88)$$

где x_i — осадки каждой станции; ω_i — площадь бассейна, тяготеющая к данной станции.

Способ среднеарифметической наиболее простой, применяется для предварительных расчетов или в случае достаточно однородного равнинного рельефа при наличии густой сети метеорологических станций. По этому способу осадки, зарегистрированные на всех метеорологических станциях, расположенных в пределах бассейна, суммируют и полученную сумму делят на число станций.

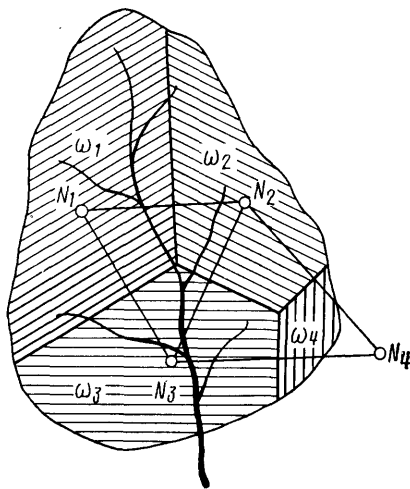


Рис. 3.18. Схема вычисления среднего количества осадков методом средневзвешенных площадей.

3.3.6. Факторы подстилающей поверхности

Влияние рельефа на речной сток. Влияние рельефа поверхности водосбора на сток проявляется различно. С одной стороны, характером рельефа определяются пути и скорости стекания воды по поверхности водосбора; с увеличением уклона более интенсивно развивается гидрографическая сеть, густота ее увеличивается, а следовательно, и сток при прочих равных условиях будет большим. С другой стороны, характером рельефа определяется водоудерживающая способность бассейна: часть воды, поступающей на водосбор, задерживается в понижениях рельефа и не стекает до тех пор, пока они не будут заполнены. Чем более плоский рельеф водосбора, тем больше его водоудерживающая (аккумулирующая) способность.

В речных бассейнах равнинных рек засушливых и полупустынных районов с редкой гидрографической сетью значительную часть занимают бессточные пространства и бессточные озера. Осадки, выпавшие на их поверхность, полностью расходуются на испарение и питание подземных вод, которые залегают здесь ниже русл и не участвуют в питании рек. Площади бессточных площадей достигают 20...50% и более общей площади бассейнов рек. Таких же размеров достигает и поверхностное задержание талых и дождевых вод.

Рельеф водосбора оказывает влияние на отдельные элементы водного баланса: осадки и испарение. Это влияние особенно выражено в горных районах, где с высотой местности увеличивается годовое количество осадков, температура воздуха снижается, что приводит к уменьшению испарения и соответственно увеличению стока.

Влияние рельефа выражается также в перераспределении твердых осадков в речном бассейне. У подножья горных склонов, в глубоких ущельях в результате схода снежных лавин и под влиянием ветра скапливаются большие массы снега, талые воды которых служат источником питания горных рек в летний период.

В равнинных, особенно степных, районах снег с открытых склонов сносится ветром в балки, овраги и речные долины, что приводит к увеличению поверхностного стока в период весеннего половодья.

Влияние на сток почвенного покрова и геологического строения бассейна реки. Влияние почвенного покрова речного бассейна на сток зависит от водно-физических свойств почв. При относительно высокой инфильтрационной и слабой водоудерживающей способности большая часть осадков просачивается через почвогрунты, достигая уровня грунтовых вод, пополняя их запасы. В таком случае поверхностный сток уменьшается, но распределение стока в году будет более равномерным в результате увеличения стока в маловодный период. При слабой инфильтрационной и высокой водоудерживающей способности

почв вся атмосферная вода стекает по поверхности бассейна (поверхностный сток увеличивается), пополнение запасов грунтовых вод отсутствует. Возможно сочетание водно-физических свойств почв, обуславливающих задержание такого количества воды в верхнем слое почв и почвогрунтов зоны аэрации, которое может быть израсходовано полностью на испарение и транспирацию. Поверхностный сток в этом случае будет несколько меньше (в результате задержания воды в почвогрунтах), запасы грунтовых вод не изменятся.

Таким образом, при слабом впитывании воды в почву речной сток формируется за счет поверхностного стока, при малой аккумуляции воды в почве и высокой инфильтрации — в результате питания подземными водами.

Геологическое строение речного бассейна оказывает значительное влияние на величину поверхностного стока и грунтового питания реки. Хорошо водопроницаемые породы при наличии под ними мощных водонепроницаемых пород, являясь аккумуляторами влаги, способствуют более равномерному стоку и увеличению грунтового и меженного питания. На зарегулированности поверхностного стока существенно влияют мощные толщи песчаных отложений, сильно трещиноватых и карстовых пород, слагающих речной бассейн.

К геологическим факторам стока относится также глубина эрозионного вреза русла реки. По мере углубления эрозионного вреза увеличивается вероятность прорезания руслом более мощных водоносных горизонтов и увеличения питания рек подземными водами. Глубина эрозионного вреза русла обычно возрастает с увеличением площади водосбора.

Влияние растительности и заболоченности бассейна на речной сток. Под влиянием леса происходит замедленное снеготаяние и период половодья оказывается более растянутым. Повышенная шероховатость лесной почвы замедляет стекание воды и вместе с корневой системой увеличивает инфильтрацию.

Максимальные расходы воды под влиянием залесенности уменьшаются, а минимальные увеличиваются.

Изучению гидрологической роли леса посвящены исследования В. В. Докучаева, В. В. Рахманова, А. А. Молчанова, А. В. Лебедева и др. Если по вопросу о распределении или регулировании стока лесами во времени выводы разных исследователей более или менее одинаковы, то в оценке влияния леса на годовой сток рек мнения не совпадают. Приведем только результаты исследований В. В. Рахманова о влиянии лесов на годовой сток рек. Ценность его работы заключается в детальном статистическом анализе и обобщении многочисленных данных гидрологических наблюдений. В. В. Рахманов обосновал положение, согласно которому леса являются водоохранными факторами, поддерживающими высокую водность рек и способствующими пополнению запасов грунтовых вод. Он показал, что с увеличением залесенности бассейнов рек объем годового

стока возрастает. Следовательно, лес выполняет не только водорегулирующие, но и водоохранные функции.

Гидрологическую роль леса необходимо рассматривать с учетом влияния и других природных факторов: в первую очередь заболоченности бассейна. Если на графиках связи годового стока с залесенностью выделить точки, соответствующие заболоченности бассейна (менее 20%), то можно обнаружить возрастание стока с увеличением залесенности. На европейской территории СССР увеличение лесистости водосбора на каждые 10% в среднем повышает годовой сток на 10 мм. Такое же уменьшение залесенности (например, при вырубке лесов) приводит к аналогичному уменьшению стока. Водоохранное значение заболоченных лесов примерно в 2 раза меньше, чем сухих.

Аналогичным образом исследована связь между годовым стоком и заболоченностью. Показано, что увеличение заболоченности на каждые 10% снижает годовой сток в среднем на 5 мм.

Противники концепции водоохранной роли лесов считают, что повышенная водоотдача с залесенных бассейнов объясняется более северным расположением этих бассейнов, большим выпадением осадков и меньшим испарением. Метод анализа гидрологических данных, предложенный В. В. Рахмановым, позволяет исключить влияние географического положения бассейнов на сток рек и подтвердить водоохранную роль лесов. В. В. Рахманов также доказал, что широкое развитие агролесомелиораций не снижает речного стока в районах неорошаемого земледелия.

В заболоченных бассейнах наблюдается снижение стока в периоды половодий и паводков и в целом снижение годового стока по сравнению с незаболоченными бассейнами. Это объясняется замедленным стоком с болот, его аккумулярующей способностью и слабой водоотдачей торфа. Степень уменьшения максимальных расходов воды под влиянием болот зависит от типа болот, их расположения в бассейне, площади болот. Так, низинные болота, имеющие большую мощность деятельного слоя, в большей мере уменьшают максимальные расходы, чем верховые болота (о гидрологической роли болот см. раздел 3.1.9).

Влияние озер на речной сток. Озера оказывают существенное влияние как на величину годового стока, так и на распределение его по сезонам года. Годовой сток рек, в бассейнах которых имеются озера, снижается из-за повышенного испарения с водной поверхности. Особенно велико влияние озерности на сток в южных засушливых районах, где годовое испарение с водной поверхности достигает 1000 мм и более, а испарение с суши составляет 150...250 мм. В зонах достаточного и избыточного увлажнения, где испарение с водной поверхности уменьшается до 600...300 мм при испарении с суши 400...200 мм,

уменьшение годового стока из-за влияния озер незначительно. По данным А. А. Соколова, под влиянием озер в различных географических зонах возможно следующее уменьшение нормы годового стока рек (табл. 3.4).

Озера аккумулируют большую часть талых и дождевых вод, что приводит к растягиванию половодья и уменьшению максимальных расходов воды. В маловодные периоды года происходит сработка озера, и минимальный сток повышается (рис. 3.19). Таким образом, озера являются мощными регуляторами стока.

Регулирующая способность озер в большой мере зависит от места расположения их на водосборе. При расположении озер в верховьях реки они при одной и той же суммарной площади задерживают меньшее количество стекающих вод и создают меньший выравнивающий эффект, чем при расположении в нижнем течении реки.

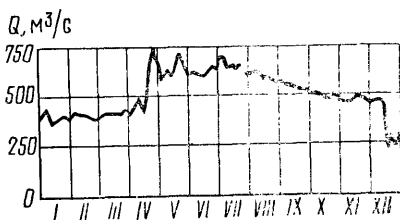


Рис. 3.19. Изменение расходов воды озерной реки в течение года.

3.4. Возможное уменьшение нормы годового стока рек под влиянием озер (в процентах стока безозерных водосборов)

Широта (по меридиану 50°)	Озерность водосборов, %						
	1	5	10	20	30	40	50
70°	1	2	4	8	12	17	20
65°	1	3	6	13	20	26	34
60°	1	4	8	16	24	32	40
55°	3	14	30	60	85	—	—

Регулирующее влияние озер зависит также от водности года. После ряда засушливых лет, когда озера не наполнены, аккумулирующая способность их значительно больше; после многоводных лет — меньше.

На перераспределение стока больших рек оказывают влияния русловые емкости. В период повышенной водности реки затопливают широкие долины; накопленная в руслах рек, долинах вода в последующем стекает в течение более длительного периода, чем на реках с неразвитыми долинами. На выравнивание стока в году (перераспределение стока из периода половодья на начало лета) существенное влияние оказывает затопляемая весной пойма.

3.4. ГОДОВОЙ СТОК И ЕГО РАСПРЕДЕЛЕНИЕ

3.4.1. Характеристика годового стока

Количество воды, стекающее с данного бассейна за год, называется годовым стоком.

Годовой сток в каком-либо створе реки не остается постоянным во времени, так как он зависит от климатических факторов и в первую очередь от осадков и испарения.

Кроме того, на колебания годового стока оказывают влияние физико-географические факторы: площадь и форма бассейна, рельеф, его почвенный и растительный покров, озерность, залесенность бассейна и др.

Длительными наблюдениями установлено, что колебания годового стока носят циклический характер, выражающийся в последовательной смене многоводных и маловодных лет. Циклы могут различаться по длительности и по степени отклонения от среднего значения. Некоторые циклы бывают выражены более четко, в других на общем фоне многоводья проявляются отдельные маловодные годы или небольшие группы маловодных лет, или, наоборот, в маловодном цикле встречаются многоводные годы. Наиболее продолжительные наблюдения речного стока (с 1812 по 1958 г.) велись на р. Немане у г. Смалининкай (рис. 3.20). Длительность циклов изменения водности р. Немана составляет от 11 лет до 21 года. Менее продолжительные наблюдения на других реках также свидетельствуют о наличии циклов изменения водности.

Отчетливо проявляется цикличность изменения стока в колебаниях уровня бессточных озер. Циклические колебания водности рек и уровней озер вызываются изменением солнечной активности и связанной с ней общей циркуляцией атмосферы, определяющей распределение осадков и испарения на земном шаре.

Среднеарифметический годовой сток за многолетний период такой продолжительности, при увеличении которой полученное среднее значение существенно не меняется, называется *нормой стока*. Наиболее близкой к действительной она может быть получена из ряда, включающего наибольшее число полных циклов колебаний водности реки.

Норма стока — очень важная гидрологическая характеристика, которую обязательно определяют при проектировании гидротехнических сооружений, водохранилищ, водоснабжения и т. д. Обусловленная устойчивостью среднедолголетних осадков и испарения, норма стока устойчива. Поэтому, определенная по наблюдениям за некоторый прошедший период, она распространяется на будущий период эксплуатации проектируемых гидротехнических сооружений.

Если под влиянием каких-либо причин, например, в результате хозяйственной деятельности человека, физико-географи-

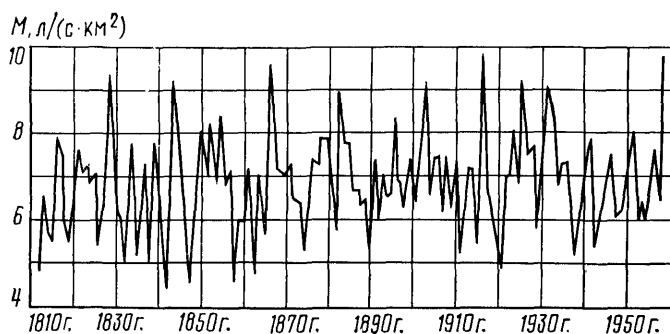


Рис. 3.20. Колебания годового стока [л/(с·км²)] р. Немана у г. Смалининкай.

ческие условия целого района или рассматриваемого бассейна существенно изменяются, в норму стока вносят поправки, учитывающие эти изменения.

Возможное влияние на сток климатических изменений вследствие развития оросительных и осушительных мелиораций, создания крупных водохранилищ, снижения уровня морей и межбассейновых перебросок воды пока еще недостаточно выявлено. Многолетние исследования влияния на водность рек агротехнических мероприятий дают возможность приближенно их учитывать при расчетах стока.

При расчетах нормы стока встречаются три следующих случая: достаточно продолжительный период наблюдений за стоком, короткий (недостаточный) период наблюдений и полное отсутствие наблюдений за стоком. Рассмотрим все эти случаи в соответствии с Указаниями по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435—72).

3.4.2. Определение нормы стока

Определение нормы стока при многолетних гидрометрических наблюдениях. В этом случае норму стока определяют как среднеарифметическое значение годовых стоков.

Норму стока можно выразить в виде объема стока W_0 , модуля стока M_0 или слоя стока h_0 .

В соответствии с изложенным в разделе 3.2.6, относительную среднеквадратическую ошибку нормы стока ε_{Q_0} можно вычислить по формуле (3.34). Точность определения нормы стока зависит от степени изменчивости годового стока C_σ и длительности наблюдений. Согласно СН 435—72, продолжительность периода наблюдений за годовым стоком считается достаточной для определения Q_0 , если ошибка ε_{Q_0} не превышает 5...10%, а относительная среднеквадратическая ошибка C_σ [ε_{C_σ} находят по формуле (3.35)] — 10...15%.

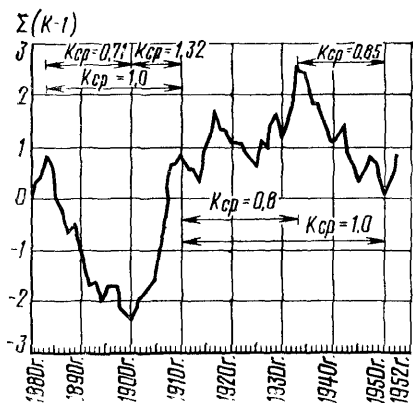


Рис. 3.21 Разностная суммарная кривая годового стока р. Оки у г. Орла с 1881 по 1952 г.

мы уменьшится, если из трех циклов, — она будет еще меньше, и так далее, так как ошибка среднеарифметического уменьшается с увеличением длины ряда.

Таким образом, для определения нормы стока следует принимать период, включающий наибольшее число законченных циклов колебания годового стока, состоящих из групп многоводных и маловодных лет. Неполные циклы (имеющие только многоводную или маловодную фазу) из ряда исключаются. При очень длинном периоде наблюдений, более 60 лет, норму стока вычисляют с учетом всего ряда, так как в этом случае от прибавления некоторого числа лет, не составляющих полного цикла, среднеарифметическое изменяется незначительно.

Циклические колебания стока и расчетный период для определения нормы стока устанавливают с помощью разностных суммарных кривых годового стока. Наиболее удобно строить суммарные кривые в относительных величинах — модульных коэффициентах $K = Q_i/Q_0$. Для построения такой кривой последовательно суммируют отклонения модульных коэффициентов от среднего значения K , равного единице, то есть устанавливают зависимость $\Sigma(K-1) = f(T)$. Пример такой кривой приведен на рисунке 3.21.

Разностная суммарная кривая имеет следующее свойство: отклонение среднего значения величины (в данном случае модульного коэффициента) за какой-либо интервал времени от среднего его значения за весь период наблюдений характеризуется тангенсом угла наклона к горизонтальной прямой, соединяющей точки начала и конца интервала

$$K_{ср} - 1 = l_k - l_n / n, \quad (3.89)$$

где l_k , l_n — конечная и начальная ординаты суммарной кривой для рассматриваемого отрезка времени; n — число лет в нем.

Ввиду циклического характера многолетних колебаний стока важно правильно выбрать расчетный период. Если вычислить норму стока только по одной многоводной или маловодной фазе цикла водности, то ошибка нормы получится наибольшей. Точнее можно вычислить норму как среднеарифметическое за полный цикл, состоящий из многоводной и маловодной его фаз, на протяжении которых взаимно компенсируются отклонения от среднего его значения. Если период состоит из двух полных циклов, ошибка нор-

Период, для которого участок суммарной кривой имеет наклон вверх относительно горизонтальной линии и положительное значение величины ($K_{cp}-1$), соответствует многоводной фазе цикла колебаний стока. Период, для которого участок кривой наклонен вниз и имеет отрицательное значение ($K_{cp}-1$), соответствует маловодной фазе. Пользуясь этим, легко выделить по разностной кривой начало и конец каждого цикла и установить продолжительность расчетного периода, по которому следует определять норму стока.

Определение нормы стока при недостающих гидрометрических данных. При недостаточном числе гидрометрических данных норму годового стока можно определить: методом корреляции; по графику связи годового стока в изучаемом бассейне и бассейне-аналоге с многолетними данными по стоку; по приближенной формуле. Сущность этих способов состоит в приведении коротких рядов наблюдений к длительным путем установления связи между годовым стоком в изучаемом бассейне (с коротким рядом наблюдений) и стоком в бассейне-аналоге с многолетними наблюдениями. Основное условие приведения стока к многолетнему периоду — наличие синхронности колебаний стока в изучаемом и аналогичном бассейнах и примерное соответствие остальных физико-географических факторов.

Норму стока методом корреляции рекомендуется определять при проектировании гидротехнических сооружений I и II классов капитальности. Сущность метода состоит в следующем. Например, есть данные о годовом стоке в створе какой-то реки за n лет. Обозначив эти данные через Q , получим ряд $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$.

Для удлинения короткого ряда фактических наблюдений выбираем бассейн, аналогичный по физико-географическим условиям изучаемому, но в котором есть данные по стоку за многолетний период.

Бассейн-аналог характеризуется примерно одинаковыми климатическими и почвенно-геологическими условиями и другими физико-географическими факторами, синхронностью колебаний стока; площади водосборов не должны отличаться более чем в 5 раз.

В бассейне-аналоге есть данные по стоку за N лет, причем в этот многолетний период включаются годы, когда велись наблюдения в изучаемом бассейне.

Обозначив годовой сток в аналоге через Q_a , получим такой ряд $Q_{1,a}, Q_{2,a}, \dots, Q_{n,a}, \dots, Q_{N,a}$. На основании параллельных наблюдений (в нашем случае за n лет) устанавливаем тесноту связи между годовым стоком в изучаемом и аналогичном бассейнах. С этой целью вычисляем коэффициент корреляции по формуле (3.48) и устанавливаем его неслучайность по коэффициенту достоверности (3.50).

Если коэффициент корреляции r_n найден достоверно и по абсолютной величине $r_n \geq 0,80$, значит между стоком в изучаемом

мом бассейне и бассейне-аналоге существует достаточно тесная связь, бассейн-аналог выбран правильно.

В соответствии с формулой (3.51) выражаем эту связь с помощью корреляционного уравнения вида:

$$Q_i - \bar{Q}_n = r_n \frac{\sigma_n}{\sigma_{n,a}} (Q_{i,a} - \bar{Q}_{n,a}), \quad (3.90)$$

где $\bar{Q}_n$ и $\bar{Q}_{n,a}$ — средние значения годового стока за короткий период наблюдений; σ_n и $\sigma_{n,a}$ — среднеквадратические отклонения годового стока, подсчитанные по данным наблюдений за n лет по зависимости (3.16) или (3.18); индекс «а» обозначает, что характеристика относится к бассейну-аналогу.

Пользуясь уравнением (3.90), можно удлинить ряд наблюдений по годовому стоку в изучаемом бассейне до N членов и по нему вычислить норму стока, как среднеарифметическое.

Норму стока по корреляционному уравнению можно также определить следующим образом: в уравнение (3.90) вместо текущих координат Q_i и $Q_{i,a}$ подставляют их средние значения за N лет и уравнение записывают в виде:

$$Q_0 - \bar{Q}_n = r_n \frac{\sigma_N}{\sigma_{N,a}} (Q_{0,a} - \bar{Q}_{n,a}), \quad (3.91)$$

где Q_0 и $Q_{0,a}$ — норма стока в изучаемом и аналогичном бассейне; σ_N и $\sigma_{N,a}$ — среднеквадратические отклонения годового стока, приведенные к многолетнему периоду.

Среднеквадратическое отклонение σ_N вычисляют по формуле:

$$\sigma_N = \sigma_n / \sqrt{1 - r^2 (1 - \sigma_{n,a}^2 / \sigma_{N,a}^2)}. \quad (3.92)$$

Из уравнения (3.91) находим искомую норму стока

$$Q_0 = \bar{Q}_n + r_n \frac{\sigma_N}{\sigma_{N,a}} (Q_{0,a} - \bar{Q}_{n,a}).$$

Относительная среднеквадратическая ошибка найденной нормы стока (в процентах) вычисляется по уравнению:

$$\varepsilon_{Q_0} = \frac{100\sigma_n}{\sqrt{n}\bar{Q}_0} \sqrt{1 + r^2 \left(\frac{n}{N} \frac{\sigma_{N,a}^2}{\sigma_{n,a}^2} - 1 \right)}. \quad (3.93)$$

Для применения метода корреляции необходимо иметь параллельные наблюдения в изучаемом и аналогичном бассейнах не менее чем за 10...15 лет при коэффициенте корреляции $r \geq 0,80$.

Норму стока по графику связи годового стока в изучаемом бассейне и бассейне-аналоге определяют так. На координатную сетку наносят годовой сток за период параллельных наблюдений в обоих бассейнах. По этим точкам проводят линию связи таким образом, чтобы она удовлетворяла равномерному расположению точек по обе ее стороны. Масштаб построения графика связи выбирают так, чтобы линия связи проходила примерно под углом 45° .

Для построения удовлетворительной прямолинейной связи годовых значений стока необходимо не менее шести соответственных точек при достаточно тесной их связи, отвечающей коэффициенту корреляции порядка 0,7...0,8. Особенно важно иметь на графике связи точки, близкие к средним значениям стока. Хорошие результаты приведения получаются и в том случае, когда линия связи проведена по точкам, равномерно распределенным по всей амплитуде изменения годовых значений стока за совместный период наблюдений. Отклонение большей части точек от линии связи не должно превышать 15%.

При недостаточном числе точек среднегодовых значений стока для построения графика связи можно дополнительно использовать среднесезонные и среднемесячные значения стока.

Связи годовых величин стока бывают прямолинейными и криволинейными. Наиболее часто встречаются прямолинейные связи, отвечающие уравнениям вида:

$$Q_i = A Q_a, \quad (3.94)$$

или

$$Q_i = A Q_a + B, \quad (3.95)$$

где Q_i — расход воды в неизученном бассейне; Q_a — расход воды в бассейне-аналоге; A — угловой коэффициент прямой (определяется графически); B — отрезок, отсекаемый прямой на оси ординат.

Линия связи проходит через начало координат [уравнение (3.94)], если коэффициенты вариации стока имеют примерно одинаковое значение в обоих бассейнах. Прямолинейная связь позволяет определить непосредственно по графику связи норму стока изучаемого бассейна по норме стока, найденной для бассейна-аналога с многолетними данными.

Можно найти норму в неизученном бассейне по уравнению (3.94) или (3.95) по норме стока бассейна-аналога. В случае необходимости приведенные уравнения позволяют удлинить короткий ряд наблюдений в неизученном бассейне. При криволинейной связи по графику для расчетного створа в неизученном бассейне восстанавливаются ежегодные значения стока за период наблюдений на бассейне-аналоге. По удлиненному ряду определяют среднемноголетнее его значение (норму).

Норму стока по приближенной формуле определяют при очень коротком периоде наблюдений (до 5 лет), если невозможно установить графическую связь стока в двух бассейнах. Этот способ основан на использовании формулы (3.94), то есть исходит из предположения, что линия связи стока в двух бассейнах проходит через начало координат и соотношение стока за различные периоды остается постоянным:

$$\bar{Q}_n / \bar{Q}_{n,a} = Q_0 / Q_{0,a}, \quad (3.96)$$

где $\bar{Q}_n$ и $\bar{Q}_{n,a}$ — среднегодовой сток в изучаемом и аналогичном бассейне за одновременный короткий период наблюдений; Q_0 , $Q_{0,a}$ — норма стока в изучаемом и аналогичном бассейне.

Из выражения (3.96) находят норму стока в изучаемом бассейне (с коротким периодом наблюдений).

Формула (3.96) может быть использована в случае, когда отношение $Q_{0,a}/\bar{Q}_n$ находится в пределах 0,8...1,4, а отношение коэффициентов вариации стока в изучаемом и аналогичном бассейне $C_v/C_{v,a}$ — в пределах 0,8...1,2.

При таких условиях ошибка в вычислении нормы стока по формуле (3.96) не превышает 10...15%.

Определение нормы стока при отсутствии гидрометрических данных. При отсутствии непосредственных гидрометрических наблюдений норму стока определяют по карте изолиний среднемноголетнего стока или интерполяцией значений стока между опорными пунктами.

Эти методы расчета исходят из уравнения водного баланса речного бассейна и основаны на географической интерполяции стока.

Определение нормы стока по карте изолиний основано на допущении плавного изменения среднемноголетнего стока по территории соответственно распределению климатических и других физико-географических факторов.

Наиболее обоснованы Карты среднего годового стока рек СССР, составленные в ГГИ К. П. Воскресенским (1961 г.), с изолиниями среднемноголетних модулей стока.

Карты речного стока в отличие от климатических карт (осадков, температуры воздуха, солнечной радиации и т. д.) составляют по значениям стока, отнесенным не к точке, а к центру бассейна, так как предполагается, что сток реки, наблюдающийся в каком-нибудь пункте, равномерно распределен по всему бассейну. Для определения нормы стока необходимо оконтурить бассейн реки до замыкающего створа и найти центр его тяжести. Для центра тяжести бассейна определяют норму стока путем линейной интерполяции между ближайшими изолиниями.

Если изолинии стока расположены неравномерно по площади, что бывает при расчлененности рельефа, простая линейная интерполяция недопустима. В таких случаях норму стока определяют по карте изолиний как средневзвешенное:

$$M_0 = M_1 f_1 + M_2 f_2 + \dots + M_n f_n / (f_1 + f_2 + \dots + f_n), \quad (3.97)$$

где $f_1, f_2, \dots, f_n$ — площадь между изолиниями, определяемая планиметром; $M_1, M_2, \dots, M_n$ — соответствующий средний модуль стока.

Зональное изменение физико-географических факторов, положенное в основу составления карт стока, отчетливо проявляется лишь на достаточно больших речных водосборах, в пределах которых влияние местных (азональных) факторов сглаживается. С уменьшением площади речного водосбора все больше сказывается влияние местных факторов на сток. Поэтому для составления карты использованы данные только по рекам средней величины, сток которых определяется в основном зо-

нальными факторами, а водосборы полностью расположены в одной географической зоне.

Исходя из этих соображений, по карте ГГИ рекомендуется определять норму стока рек с площадями водосборов до 50 000 км², а при отсутствии резких изменений в рельефе и климатических условиях и с большими площадями.

При определении по карте нормы стока малых водосборов необходимо вводить поправки для учета местных факторов. Эти поправки могут иметь как положительное, так и отрицательное значение. Приближенные поправки для разных зон в зависимости от площади водосбора приведены в нормах. Границы зон положительных и отрицательных поправок показаны на картах стока.

Для горных районов карты стока имеют только иллюстративное значение. Нормы стока горных рек можно установить по районным зависимостям изменения стока с высотой.

Точность расчета нормы стока по карте ГГИ оценивается в зависимости от коэффициента изменчивости годового стока:

коэффициент изменчивости	сто-				
ка C_v	ка	0,15...0,2	0,4...0,5	0,6...0,7	1,0...1,5
средняя	ошибка				
нормы, %	%	8	10	15	25

Метод определения нормы стока интерполяцией между опорными пунктами применяют при многолетних наблюдениях за годовым стоком в нескольких бассейнах, расположенных вблизи изучаемого (расчетного) створа.

Для этого на топографическую карту наносят среднеего-летний сток в центрах опорных водосборов; положение центров водосборов устанавливают приблизительно (на глаз). Норму стока для равнинной территории определяют прямолинейной интерполяцией. При значительно меняющемся рельефе между опорными пунктами изменение стока по территории рекомендуется принимать пропорционально изменению высоты местности.

Ошибка нормы, определенной интерполяцией, зависит от точности расчета нормы стока в опорных пунктах.

3.4.3. Изменчивость годового стока

Под влиянием климатических и других физико-географических факторов годовой сток претерпевает непрерывные колебания во времени около среднеего-летнего своего значения — нормы.

Многолетние колебания годового стока и других характеристик стока (максимальные расходы весеннего половодья, минимальные расходы и т. д.) можно рассматривать как изменение случайных величин.

Рассматривая среднегодовые расходы как совокупность случайных значений варьирующей величины, к исследованиям мно-

голетних колебаний стока можно применить методы математической статистики.

Установив вероятные колебания стока по наблюдениям за сравнительно короткий отрезок времени, экстраполируют пределы колебаний стока за пределы периода наблюдений. С этой целью строят кривые распределения и обеспеченности стока.

Теоретическая кривая обеспеченности представляет интеграл кривой распределения (см. раздел 3.2.4) и определяется параметрами: $\bar{x}$, C_v и C_s . При использовании биномиальной кривой распределения ординаты теоретической кривой обеспеченности годового стока находят по выражению (3.27).

В случае различных соотношений между C_s и C_v , равных 1; 1,5; 2,0; 1,5;...;6, пользуются кривыми трехпараметрического гамма-распределения, и ординаты теоретической кривой обеспеченности годового стока находят в зависимости от коэффициента вариации и обеспеченности $K_p = f(C_v, p)$ по таблицам интеграла трехпараметрического гамма-распределения (прил. 2). Для выполнения кривой обеспеченности ее строят на клетчатке вероятностей. Правильность построения теоретической кривой обеспеченности годового стока устанавливают путем сопоставления ее с данными наблюдений по формуле (3.11).

Определение параметров теоретической кривой обеспеченности годового стока. При расчете годового стока первый параметр кривой обеспеченности — норма стока. Определение нормы стока при любой степени изученности бассейна было рассмотрено в предыдущем разделе. Остановимся на возможных способах определения двух других параметров: коэффициента вариации и асимметрии.

Коэффициент вариации годового стока при продолжительных наблюдениях определяют: методом моментов [формулы (3.19) и (3.20)]; методом наибольшего правдоподобия (при $C_v > 0,5$), то есть в зависимости от статистик λ_2 и λ_3 [формула (3.37)] по номограмме (см. рис. 3.8), разработанной применительно к трехпараметрическому гамма-распределению; графоаналитическим методом, применяемым при использовании биномиальной кривой распределения. В этом случае предварительно находят среднеквадратическое отклонение σ_Q по значениям годового стока обеспеченностью 5 и 95%, снятых с эмпирической кривой обеспеченности [формула (3.46)], а затем вычисляют $C_v = \sigma_x / \bar{x} = \sigma_Q / Q_0$. Продолжительность периода наблюдений считают достаточной, если среднеквадратическая ошибка коэффициента вариации не превышает 10...15%.

При недостаточном числе наблюдений коэффициент вариации годового стока определяют путем аналитического, графического или графоаналитического способа приведения стока к многолетнему периоду с помощью многолетнего ряда наблюдений на бассейне-аналоге.

Аналитическое приведение стока к многолетнему периоду состоит в установлении корреляционной связи между стоком в

неизученном и изученном аналогичном бассейнах. При коэффициенте корреляции $r \geq 0,8$ вычисляют C_v по выражению:

$$C_v = \sigma_N / Q_0, \quad (3.98)$$

где Q_0 — норма стока, определяемая по корреляционному уравнению; σ_N — среднеквадратическое отклонение годового стока в неизученном бассейне для многолетнего ряда в N членов [формула (3.92)].

Графическое приведение стока к многолетнему периоду используется при наличии прямолинейной связи $Q = f(Q_a)$. В этом случае параметр C_v находят по формуле:

$$C_v = A Q_{0,a} C_{v,a} / Q_0, \quad (3.99)$$

где A — угловой коэффициент прямой связи; Q_0 — норма стока в неизученном бассейне, определяемая по графику связи; $Q_{0,a}$, $C_{v,a}$ — норма стока и коэффициент вариации в аналоге, определяемые по многолетнему ряду наблюдений.

Графоаналитический способ приведения стока к многолетнему периоду применяется при наличии тесной зависимости между стоком в неизученном бассейне и аналогичном бассейне ($r \geq 0,8$). Пользуясь графиком связи равнообеспеченных расходов, находят годовые расходы обеспеченности 5 и 95% (Q_5 и Q_{95}) в зависимости от ординат эмпирической кривой обеспеченности годового стока в бассейне-аналоге соответственно $Q_{5,a}$ и $Q_{95,a}$. Затем по формуле (3.46) вычисляют σ_Q и параметр $C_v = \sigma_Q / Q_0$.

При отсутствии данных наблюдений коэффициент вариации годового стока определяют по карте изолиний этого параметра или по эмпирическим формулам.

Определение C_v по карте изолиний аналогично определению по карте нормы стока. Карта коэффициентов вариации пригодна для равнинных рек с площадью водосбора от 1000 до 50 000 км² при отсутствии озер или при озерности, не превышающей 3%.

Для расчета коэффициента вариации годового стока в неизученных бассейнах существуют эмпирические формулы. Все эти формулы в явной или неявной форме учитывают зависимость коэффициента вариации от изменчивости по территории климатических факторов стока и от регулирующей роли речного бассейна.

В результате анализа и обобщения большого числа данных по годовому стоку рек Советского Союза К. П. Воскресенский (1962 г.) получил общую для всей территории СССР эмпирическую формулу вида:

$$C_v = A / M_0^{0,4} (F + 1000)^{0,1}, \quad (3.100)$$

где A — параметр, определяемый методом аналогии, то есть подстановкой в формулу известных для реки-аналога $C_{v,a}$ и нормы стока $M_{0,a}$.

При наличии крупных проточных озер на водосборе выше расчетного створа для расчета C_v может быть использована фор-

мула Д. Я. Соколовского и М. Э. Шевелева:

$$C_v = 0,78 - 0,29 \lg M_0 - 0,063 \lg (F + 1) - 0,08 (f_{\text{оз}} + 1), \quad (3.101)$$

где M_0 — норма стока, л/(с·км²); F — площадь водосбора, км²; $f_{\text{оз}}$ — площадь озер на водосборе, процент всей площади водосбора.

Для горных районов C_v определяют по эмпирическим формулам, учитывающим среднюю высоту водосбора:

$$C_v = A_1 / H_{\text{ср}}^m, \quad (3.102)$$

где $H_{\text{ср}}$ — средняя высота водосбора, м; A_1 — параметр формулы; m — показатель степени кривой связи C_v и $H_{\text{ср}}$.

Значения A_1 и m определяют на основании обобщения данных по C_v и $H_{\text{ср}}$ для изученных рек данного горного района.

Определение коэффициента асимметрии годового стока. Для определения параметра C_s существует формула (3.23), рассмотренная в разделе 3.2.3.

Однако для ее применения необходимо иметь данные наблюдений более чем за 100 лет; при $n < 100$ формула дает большие погрешности.

При имеющихся данных по годовому стоку (не менее чем за 40 лет) коэффициент асимметрии определяют методом подбора, исходя из условий наилучшего соответствия теоретической кривой обеспеченности годового стока данным наблюдений. С этой целью на клетчатку вероятностей наносят теоретические кривые обеспеченности, построенные при одном и том же C_v и различных значениях C_s . Для первой кривой принимают $C_s = 2C_v$. Наиболее согласующуюся с эмпирическими точками кривую принимают за расчетную.

При многолетних наблюдениях параметр C_s можно также определить методом наибольшего правдоподобия в функции от статистик λ_2 и λ_3 или графоаналитическим методом по коэффициенту скошенности, вычисляемому по формуле (3.44), подставляя в нее вместо x годовые расходы обеспеченностью 5, 50 и 95%, определяемые по эмпирической кривой обеспеченности.

При недостаточном числе гидрометрических наблюдений и полном отсутствии их коэффициент асимметрии C_s устанавливают по отношению этого параметра к коэффициенту вариации для группы рек-аналогов. При отсутствии такой возможности принимают: для зоны избыточного и переменного увлажнения (арктическая, тундровая, лесная, лесостепная, степная) $C_s = 2C_v$; для зоны недостаточного увлажнения при наличии ряда лет с почти полным отсутствием стока (сухостепная, пустынная) $C_s = (1,5 \dots 1,8) C_v$; для наиболее засушливых районов $C_s = 1,5 C_v$.

Установление хронологического ряда годовых расходов с помощью кривых обеспеченностей. При водохозяйственных расчетах иногда возникает необходимость в теоретическом определении годового стока для хронологического ряда последовательных лет при отсутствии данных наблюдений.

Решение этой задачи было предложено Г. П. Ивановым. Оно основано на допущении, что в близко расположенных бассейнах одного физико-географического района (равнинной территории) в одни и те же календарные годы наблюдается годовой сток одинаковой обеспеченности.

Допустим, что в равнинной части СССР находятся рядом два бассейна с аналогичными условиями климата и ландшафта. На первом из них есть данные наблюдений за среднегодовыми расходами за продолжительный период. На втором бассейне нет данных наблюдений. Требуется определить среднегодовые расходы в этом бассейне за ряд лет.

С этой целью строят кривые обеспеченности годового стока для двух бассейнов. На первом бассейне параметры теоретической кривой обеспеченности ($Q_{0,a}$, $C_{v,a}$, $C_{s,a}$) определяют по данным наблюдений. По найденным параметрам, пользуясь таблицами в приложении 1 или трехпараметрическим гамма-распределением (приложение 2), строят теоретическую кривую обеспеченности годового стока в модульных коэффициентах: $K_p = f(p)$.

На втором, неизученном, бассейне параметры кривой обеспеченности определяют так: Q_0 по карте изолиний; C_v по карте изолиний или по эмпирической формуле; коэффициент асимметрии принимают $C_s = 2C_v$.

Таким образом, и для неизученного бассейна можно также построить теоретическую кривую обеспеченности годового стока $K_p = f(p)$.

По предложению Г. П. Иванова, обеспеченность среднегодовых расходов для одних и тех же лет считают одинаковой на обоих бассейнах. Для каждого имеющегося расхода в изученном бассейне вычисляют $K_{1,a} = Q_{1,a}/Q_{0,a}$ и по кривой обеспеченности стока в этом бассейне находят его обеспеченность p_1 . Откладывая значения p_1 на второй кривой обеспеченности, находят соответствующий ей модульный коэффициент K_1 . Расход воды за этот год в неизученном бассейне определяется по формуле $Q_1 = K_1 Q_0$. Так можно получить расходы на неизученном бассейне за все годы, по которым есть наблюдения в изученном бассейне.

3.4.4. Внутригодовое распределение стока

Установление закономерностей внутригодового хода стока рек по календарным периодам, сезонам и внутри сезонов имеет важное научное и практическое значение, так как на его основе ведется планирование использования водных ресурсов для различных водохозяйственных целей, определяются основные параметры водохранилищ и гидротехнических сооружений.

Установить распределение стока в году очень сложно, так как на внутригодовое распределение стока влияет целый ряд физико-географических факторов, количественный учет которых часто затруднен.

В первую очередь распределение стока зависит от изменения в течение года осадков и температуры воздуха, а следовательно, и испарения. Климатические факторы имеют географическую зональность, что позволило разработать классификацию рек по внутригодовому распределению стока. Наиболее обоснованной в настоящее время является классификация Б. Д. Зайкова (см. раздел 3.1.2).

Кроме климатических, на распределение стока влияют другие физико-географические факторы, выражающие естественную зарегулированность стока в бассейне. К этой группе факторов относятся: площадь и рельеф бассейна, гидрогеологические условия, озерность, залесенность, заболоченность. В общем случае с увеличением зарегулированности стока распределение его в течение года выравнивается: уменьшается величина паводков и увеличиваются расходы в межень.

Распределение стока в году может значительно измениться в результате хозяйственной деятельности человека: строительства прудов и водохранилищ, осушения болот, устройства лесозащитных полос, проведения агротехнических мероприятий.

Внутригодовое распределение стока для какого-либо пункта реки не остается постоянным, оно изменяется из года в год, и притом весьма значительно.

Задача и способ расчета внутригодового распределения стока зависит от его назначения и схемы использования. Так, для проектирования водоснабжения наиболее неблагоприятными сезонами являются летняя межень на юге, зимняя на севере, для орошения интерес представляет распределение стока в вегетационный период, при энергетическом использовании наибольший интерес представляет обычно зимняя межень, при судходном использовании — период навигации и т. д.

Расчет внутригодового распределения стока зависит также от типа его распределения в году. Например, для рек засушливых районов, где весеннее половодье составляет 95% годового стока и более, основная водохозяйственная задача состоит в задержании весеннего стока, и расчет внутригодового распределения сводится к построению гидрографа весеннего половодья, в соответствии с которым устанавливают основные параметры водохранилищ.

Таким образом, расчет внутригодового распределения стока заключается в составлении или выборе из множества возможных для данного пункта случаев одного или нескольких расчетных, удовлетворяющих требованиям проектирования. При этом необходимо исходить из анализа формирования внутригодового режима стока под воздействием определяющих его физико-географических факторов.

Наиболее правильным с генетической точки зрения методом расчета внутригодового распределения стока является метод водного баланса. При этом уравнение водного баланса необходимо решить относительно u (стока) для каждого месяца или

сезона года; из формулы (1.5) следует,

$$y = x - E \pm u, \quad (3.103)$$

где x — осадки; E — суммарное испарение; u — аккумуляционный член, включающий в себя накопление и стаявание снега и льда, накопление и расходование почвенных и грунтовых вод и изменение запасов воды в поверхностных водоемах (в русле и пойме) и на поверхности водосбора.

При рассмотрении внутригодового распределения стока аккумуляционный член играет значительную роль, в некоторых случаях большую, чем составляющие x и E в уравнении (3.103).

Определение величины u практически представляет большие трудности ввиду того, что еще очень слабо развиты необходимые для этого сетевые наблюдения за запасами влаги в почве, в грунтовых водах и др. Затруднения встречаются также при определении суммарного испарения за короткие промежутки времени. Поэтому метод водного баланса, несмотря на полную теоретическую ясность его, в расчетах внутригодового режима стока пока не получил широкого применения. В настоящее время более развиты способы расчета внутригодового распределения стока, основанные на изучении закономерностей распределения стока и применении методов математической статистики.

Возможны два способа представления характеристик внутригодового распределения стока: календарное — по различным интервалам времени (сезон, месяц, декада, сутки) и в порядке убывания расходов (месячных, декадных или суточных), то есть в виде кривой продолжительности (обеспеченности) расходов. Кривая продолжительности — более устойчивая характеристика, менее зависящая от индивидуальных особенностей режима стока в отдельные годы. Недостатком ее является отсутствие представления о календарной последовательности. Поэтому кривая продолжительности может применяться в водохозяйственных расчетах на первых стадиях проектирования.

Более подробные расчеты следует составлять на основании данных о календарном внутригодовом распределении.

3.4.5. Расчет внутригодового распределения стока при наличии данных гидрометрических наблюдений

Основной способ расчета календарного внутригодового распределения стока — метод компоновки.

При продолжительном периоде наблюдений (не менее 20 лет) расчетное распределение стока в году может быть определено по методу реального года.

Когда по условию проектирования потребление воды изменяется в течение года незначительно, можно применять кривую продолжительности суточных расходов.

Метод компоновки. Наиболее полные и детальные исследования этого вопроса принадлежат В. Г. Андреянову. Расчет внутригодового распределения стока по методу компоновки де-

лится на две части: межсезонное распределение, имеющее наибольшее важное значение и рассчитываемое более точно; внутрисезонное распределение (по месяцам или декадам) устанавливается приближенно, с некоторой схематизацией.

Такое деление вызывается тем, что распределение стока внутри какого-либо гидрологического сезона зависит от водности, а не от водности года или другого сезона. Например, равномерное распределение стока летом и осенью соответствует низкой водности, так как в этом случае сток в основном определяется устойчивым грунтовым питанием, и, наоборот, неравномерное распределение соответствует большой водности сезона, обусловливаемой дождевыми паводками.

Межсезонное распределение стока не остается постоянным из года в год, и его исследование и расчет можно вести методами математической статистики, обычно применяемыми при изучении варьирующих величин. Незначительными коррелятивными связями между сезонным стоком смежных лет можно пренебречь.

При исследовании же многолетних колебаний сезонного стока совместно для всех сезонов года необходимо учитывать обязательное равенство годовому стоку суммы сезонных значений его и существование коррелятивной связи между смежными сезонами, которая в большинстве случаев бывает более тесной, чем связь годового стока смежных лет.

Для исследований и расчета межсезонного распределения стока целесообразно делить год на два основных периода: многоводный и маловодный. Выделение периодов зависит от типа распределения стока в году. С целью большей детализации межсезонного распределения, необходимого для практических задач проектирования, один из периодов можно разделить, в свою очередь, на два сезона. Всего в году должно быть не более трех сезонов. В зависимости от типа внутригодового распределения стока и целей водопотребления один из периодов принимается лимитирующим.

Лимитирующий — это критический период в отношении использования стока, то есть период, в котором создаются неблагоприятные условия работы водохозяйственной установки. Внутри лимитирующего периода может быть выделен лимитирующий сезон. Так, для рек с весенним половодьем при энергетическом использовании их следует выделить два периода: многоводный — весна и маловодный — межень. Лимитирующим периодом будет межень, включающая в себя два сезона: летне-осенний и зимний. Наиболее неблагоприятные условия для работы гидростанции зимой. Поэтому зимний сезон — лимитирующий. При использовании стока рек с весенним половодьем для орошения лимитирующим периодом будет также межень, а лимитирующим сезоном — летне-осенний.

Для рек с летним половодьем при ирригационном использовании их выделяют многоводный период (лето) и маловод-

ный (осень — зиму и весну). В лимитирующем (маловодном) периоде за лимитирующий сезон принимают весенний.

При проектировании осушения или мероприятий по борьбе с наводнениями лимитирующим будет многоводный период.

В соответствии с делением года на сезоны расчет внутри-годового распределения стока ведут не по календарным годам, а по водохозяйственным, которые начинаются с многоводного периода. Сроки сезонов назначают едиными для всех лет ряда с округлением их до целого месяца. Продолжительность многоводного сезона следует назначать так, чтобы в принятых границах помещалось фактическое половодье за все годы как с наиболее ранним сроком его наступления, так и с наиболее поздним сроком окончания.

Выяснив границы сезонов, определяют сезонный сток путем суммирования в каждом году месячных расходов, соответствующих данному сезону. Например, если весенний период включает март, апрель и май, то, суммируя расходы каждого года за эти месяцы, получают ряд весенних значений стока. Точно так же можно подсчитать сток за период межени и за каждый сезон межени.

Колебания сезонных значений стока и годового стока устанавливают путем построения теоретических кривых обеспеченностей, которые определяются параметрами x , C_v и C_s . Первые два параметра вычисляют непосредственно по полученным рядам сезонного и годового стока. Коэффициент асимметрии C_s лучше подбирать по соответствию кривой обеспеченности эмпирическим точкам.

В зависимости от цели использования стока выбирают расчетную обеспеченность стока в соответствии с нормами (СН 435—72).

На основании полученных кривых обеспеченности можно установить сезонный и годовой сток расчетной обеспеченности. При этом сумма сезонных стоков не будет равна годовому стоку той же обеспеченности. Это объясняется различием в степени изменчивости стока по сезонам и за год (различием C_v) и существованием коррелятивной, а не функциональной связи между значениями сезонного стока.

Для соблюдения равенства годового стока сумме стока за отдельные сезоны В. Г. Андреянов рекомендует принимать одинаковую обеспеченность годового стока и стока лимитирующего периода. Сток нелимитирующего периода определяют как разность между стоком за год и стоком лимитирующего периода.

Сток за лимитирующий сезон должен также соответствовать заданной обеспеченности. Тогда сток за нелимитирующий сезон определится по разности между стоком лимитирующего периода и сезона.

Например, для равнинных рек с весенним половодьем при энергетическом их использовании лимитирующий период — межень, а лимитирующий сезон — зима. Принимая одинаковую

обеспеченность, равную расчетной для года и межени, по кривым обеспеченности находят расчетные значения стока за год $Q_{г.р}$ и за межень $Q_{м.р}$. Сток за весенний период равен

$$Q'_{в} = Q_{г.р} - Q_{м.р}.$$

Сток за летне-осенний сезон также можно рассчитать, исходя из поставленного требования, чтобы зимний сток соответствовал расчетной обеспеченности. По кривой обеспеченности зимнего стока находим $Q_{з.р}$. Сток за летне-осенний период межени равен

$$Q'_{л-о} = Q_{м.р} - Q_{з.р}.$$

Обеспеченность весеннего стока и летне-осеннего периода можно определить по кривым обеспеченности стока для этих сезонов. Она будет отличаться от расчетной обеспеченности. Таким образом, в результате расчета межсезонного распределения стока получают сток за каждый сезон и за год. В приведенном примере имеем: $Q_{г.р}$, $Q'_{в}$, $Q'_{л-о}$, $Q_{з.р}$.

Изложенная схема расчета межсезонного распределения стока по условию равнообеспеченных лимитирующих периодов применима для разных сочетаний типа распределения и характера использования стока.

Внутрисезонное распределение стока зависит от водности сезона. Поэтому расчет внутрисезонного распределения следует вести отдельно для различных групп водности. Практически достаточно принять три градации водности: многоводную, к которой относится сток с обеспеченностью $p < 33\%$, среднюю — с обеспеченностью от 33 до 66% и маловодную — с обеспеченностью $p > 66\%$.

Для периода межени определяют помесечное распределение стока. В период половодья ввиду значительной внутримесячной неравномерности стока рекомендуется вести расчет по декадам.

Для каждого сезона значения сезонного стока размещают по вертикали в порядке убывания и вычисляют их эмпирическую обеспеченность. За каждый год по горизонтали выписывают месячные (или декадные для весеннего половодья) значения стока в порядке убывания, а также соответствующие им календарные месяцы (или декады).

В соответствии с обеспеченностью ряд сезонных значений стока (по вертикали) разбивают на три группы водности, при этом число членов ряда в каждой группе должно быть примерное одинаковым.

Для каждой градации водности сезона суммируют месячные (декадные) расходы с одинаковым порядковым номером внутри сезона, а также подсчитывают суммы месячных расходов за сезон. Путем деления полученных сумм расходов за каждый месяц на сумму расходов за сезон находят относительное распределение стока по месяцам (в процентах от стока за сезон).

Затем определяют таким же образом среднее распределение стока по месяцам (декадам) по всем группам водности.

Устанавливают, какие календарные месяцы и сколько раз встречались для каждого порядкового номера месяца. Относительный месячный сток (в процентах сезонного) относится к тому календарному месяцу, который встречается наиболее часто для данного порядкового номера месяца.

Иногда возможно несколько вариантов календарной последовательности. В этом случае предпочтение отдают варианту с постепенным увеличением или уменьшением стока.

Умножая процентное внутрисезонное распределение стока на расчетный сток за сезон, получаем значения месячных и декадных расходов за год расчетной обеспеченности.

Полученное таким образом распределение стока в году является расчетным и не содержит в себе индивидуальных особенностей, свойственных отдельным реальным годам.

Метод компоновки рекомендуется применять для расчета внутригодового распределения стока при наличии данных наблюдений не меньше чем за 10 лет при условии, что в этот период входят маловодные, многоводные и средневодные годы.

Метод реального года. Этот метод состоит в том, что из числа фактических гидрографов в качестве расчетного выбирают тот, у которого обеспеченность годового стока, лимитирующего периода и сезона близки к расчетной обеспеченности. Для этого значения годового стока и стока за лимитирующий период и сезон выписывают в порядке убывания и вычисляют их эмпирическую обеспеченность (в процентах) по формуле (3.11).

В результате анализа полученных данных выбирают реальный гидрограф, соответствующий поставленному требованию равенства обеспеченности годового стока и стока лимитирующего периода расчетной обеспеченности. Если необходимо отобрать маловодный год, то есть если расчетная обеспеченность имеет значение, например, 75 или 95%, анализируются только маловодные годы с обеспеченностью от 67 до 100% (последняя треть убывающего ряда расходов).

При выборе гидрографа необходимо обращать внимание на то, чтобы очертание его было типичным для данного района. В выбранном реальном гидрографе определяют процентное помесячное распределение стока. Расчетный годовой сток $Q_{г.р.}$, найденный по кривой обеспеченности, распределяется по месяцам в соответствии с процентным распределением в реальном году. Полученное таким образом реальное распределение стока, приведенное к году заданной обеспеченности, принимают в качестве расчетного распределения.

Выбрать расчетный гидрограф по способу реального года можно обоснованно только при большом числе наблюдений — порядка 20 лет и более. При меньшем периоде наблюдений относительная водность года и сезона (обеспеченность) не может быть достаточно надежно установлена, исходя из номера в по-

рядке убывания. Так, при коротком ряде наблюдений может оказаться, что все имеющиеся годы наблюдений — маловодные, и из их числа нельзя выбрать ни среднего, ни многоводного года, а только маловодный год.

3.4.6. Построение кривой обеспеченности суточных расходов воды

Как уже ранее отмечалось, распределение стока в течение года может быть представлено не только в виде хронологического хода расходов по месяцам или сезонам, но также в виде кривых продолжительности или обеспеченности среднесуточных расходов. Кривая обеспеченности суточных расходов показывает продолжительность стояния расходов, превышающих данный или равный ему; она отражает распределение расходов в течение года. Кривая же обеспеченности среднегодовых расходов, максимальных, минимальных и других характеризует распределение их в многолетней перспективе.

Кроме того, кривая обеспеченности суточных расходов имеет твердо установленные границы, то есть известны абсолютный максимум и абсолютный минимум, и задача построения кривой обеспеченности суточных расходов сводится к определению расходов различной продолжительности стояния.

Основная же задача построения кривых обеспеченности годовых расходов, максимальных или минимальных, — их экстраполяция для определения расходов редкой повторяемости. В этом состоит существенное различие этих двух видов кривой обеспеченности.

Существует два способа построения кривой обеспеченности среднесуточных расходов: построение обобщенной, или абсолютной, кривой и построение средней кривой.

Построение обобщенной, или абсолютной, кривой обеспеченности суточных расходов было предложено Д. И. Кочериным. Для построения обобщенной кривой среднесуточные расходы за весь период наблюдений (n лет) располагают в порядке убывания от абсолютного максимума до абсолютного минимума и для каждого расхода вычисляют его эмпирическую обеспеченность по одной из формул, приведенных ранее. Обобщенная кривая, по мнению Д. И. Кочерина, характеризует абсолютную изменчивость стока за многолетний период. Однако построение обобщенной кривой довольно трудоемко, особенно при продолжительных наблюдениях. При данных наблюдений всего лишь за 10 лет приходится располагать в порядке убывания $365 \cdot 10 = 3650$ расходов.

Среднюю кривую обеспеченности суточных расходов строят по средним расходам воды различной обеспеченности, полученным по кривым обеспеченности за отдельные годы.

Построение средней кривой обеспеченности для изученных рек не представляет труда в связи с опубликованием нового Водного кадастра СССР. Во второй серии Водного кадастра

под названием «Основные гидрологические характеристики» в фондовой таблице приведены данные характерных среднесуточных расходов воды, а именно расходы продолжительностью: 30 сут ($p=8,3\%$), 90 сут ($p=25\%$), 180 сут ($p=50\%$), 270 сут ($p=75\%$), 355 сут ($p=97\%$), а также годовой максимум и минимум. Эти расходы приведены за отдельные годы и за весь период наблюдений (включая 1962 г.).

Осредненные значения характерных расходов и представляют ординаты средней кривой обеспеченности суточных расходов.

Сопоставление обобщенной и средней кривой обеспеченности суточных расходов показывает, что в пределах от 10 до 90% обеспеченности обе кривые очень близки. Крайние же их участки значительно различаются. В верхней части обобщенная кривая (1) идет выше, а в нижней части ниже средней кривой (2) (рис. 3.22).

Д. Л. Соколовский считает, что приближенно обобщенная кривая обеспеченности суточных расходов может быть получена из средней кривой путем графической экстраполяции средней кривой обеспеченности от расходов 10- и 90%-ной обеспеченности к абсолютному максимуму и минимуму.

Средняя кривая обеспеченности суточных расходов дает представление о распределении расходов в течение года от среднемаксимального до среднеминимального за многолетний период, то есть в пределах некоторого среднего по водности года. В связи с этим более близкой к некоторому реальному распределению стока можно считать среднюю кривую обеспеченности, дающую характеристику среднего типового распределения стока, примерно соответствующего типовому гидрографу, полученному путем осреднения расходов по одинаковым фазам режима.

В практике водохозяйственных расчетов при установлении расчетного расхода ГЭС или при определении среднегогодовой выработки электроэнергии обычно пользуются обобщенной кривой обеспеченности. В других случаях для характеристики среднего внутригодового распределения стока можно использовать среднюю кривую обеспеченности.

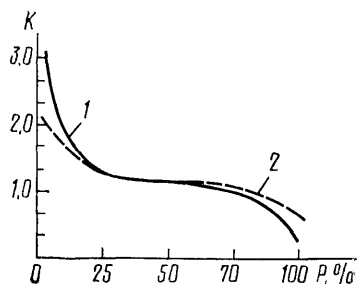


Рис. 3.22. Кривые обеспеченности среднесуточных расходов.

3.4.7. Расчет внутригодового распределения стока при отсутствии или недостаточности гидрометрических наблюдений

При отсутствии или недостаточности данных наблюдений расчет внутригодового распределения стока ведут: по методу

гидрологической аналогии; по существующим районным схемам характеристик внутригодового распределения стока.

Основной метод расчета внутригодового распределения стока неизученных или недостаточно изученных рек равнинной территории — метод гидрологической аналогии. Ввиду большого числа факторов, влияющих на распределение стока, выбор аналога по внутригодовому распределению стока более затруднен, чем при других гидрологических расчетах.

Предварительно реку-аналог намечают по сходству климатических условий и таких факторов, как рельеф, гидрогеологическое строение, почвогрунты, залесенность, заболоченность, озерность и др., обуславливающих естественную зарегулированность стока.

Окончательно реку-аналог выбирают в результате сопоставления годовых, сезонных и месячных стоков по рассматриваемой реке и реке-аналогу за совместный период наблюдений.

При полном отсутствии данных наблюдений для обоснованного выбора аналога необходимо провести одновременные гидрометрические наблюдения за год на рассматриваемой реке и реке-аналоге. Так же должно быть проведено полевое гидрометрическое обследование в отношении продолжительности половодья и дождевых паводков, максимальных уровней, пересыхания, промерзания и других характеристик речного бассейна. При отсутствии полной аналогии в расчеты внутригодового распределения стока вводят поправки на неполноту аналогии.

Расчет внутригодового распределения стока при отсутствии или недостаточности гидрометрических наблюдений ведут по рассмотренному ранее методу компоновки, но параметры распределения (норма годового стока, сезонного и лимитирующего периода, коэффициент вариации годового и сезонного стоков и т. д.) определяют по аналогии с другой рекой, на которой проводились длительные гидрометрические наблюдения.

Если площади водосбора неизученной реки и реки-аналога близки по величине, а распределение стока по месяцам и сезонам за годы совместных наблюдений отличается незначительно, допускается непосредственное перенесение процентного распределения стока в аналоге (полученное на основании данных наблюдений по методу компоновки) на рассматриваемую реку.

Для равнинных рек с большим количеством озер, а также для горных рек, где на распределение стока в большей мере влияет высота водосбора, подобрать аналог с близким значением ведущих факторов (озерность, высота водосбора) обычно не удается.

В таких случаях для расчета внутригодового распределения стока по группе изученных рек устанавливают зависимость основных параметров распределения стока (норма стока для сезонов, года и лимитирующего периода, коэффициент вариации годового стока, отношение коэффициента вариации сезонного и

годового стока и т. д.) от озерности для равнинных рек или высоты водосбора для горных рек.

Внутригодовое распределение стока неизученной реки в некоторых случаях может быть установлено приближенно по существующим районным схемам распределения стока по месяцам и сезонам (в процентах от годового стока), полученным по данным наблюдений для различных лет водности. Использование районных схем возможно только после полевого обследования реки и проведения кратковременных гидрометрических наблюдений, устанавливающих отсутствие аazonальных для этого района физико-географических условий.

3.5. ФОРМИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

3.5.1. Стеkanie, поверхностная аккумуляция, инфильтрация

Явление поверхностного стока, по Н. Е. Долгову, состоит из следующих четырех фаз.

Первая (начальная) фаза при выпадении дождя характеризуется отсутствием поверхностного стока. Все выпадающие осадки идут на заполнение углублений и неровностей почвы (поверхностная аккумуляция) и на просачивание в почву (инфильтрация); часть осадков задерживается на ветвях, листьях и стеблях растений. Эта фаза называется бессточной, или фазой полного бассейнового задержания. Продолжительность ее обозначим через τ_1 (рис. 3.23).

Вторая фаза продолжается от начала появления первых струек поверхностного стока до момента подхода струй к рассматриваемому створу. Это начало поверхностного стока — фаза подъема продолжительностью τ_2 . В этот период вода поглощается почвой.

Третья фаза (продолжительность τ_3) — полного стока при стекании дождевой воды со всей площади бассейна. Поглощение воды почвой постепенно уменьшается. Эта фаза заканчивается в момент прекращения дождя.

Четвертая фаза (спад продолжительностью τ_4) — стока после прекращения дождя до окончания стока.

Так можно представить схему формирования стока при условии одинаковой за время дождя его интенсивности и равномерного распределения по площади. В действительности явление дождевого стока значительно сложнее из-за неравномерности выпадения дождей и охвата ими площади бассейнов. Большую роль в процессе стока играют почвы (их структура, водопроницаемость), определяющие величину просачивания, которая зависит от предшествующей увлажненности почвы.

По исследованиям Н. Е. Долгова, поверхностный сток в южных районах Украины образуется только при интенсивности дождя более 0,5 мм/мин и при общем слое выпавших осадков

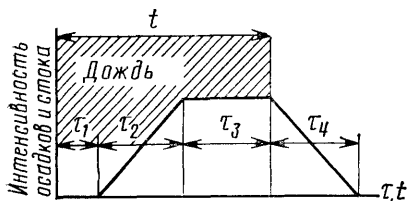


Рис. 3.23. Схема формирования ливневого паводка по Н. Е. Долгову.

более 15 мм. В других физико-географических районах получены такие же (15...20 мм) потери осадков на смачивание почвы и растительности, на заполнение углублений. К первоначальным потерям относится испарение выпавших осадков. Однако эти потери незначительны по сравнению с просачиванием воды в грунт. Летом все фазы стока могут наблюдаться только при длительных и интенсивных дождях.

Процесс формирования поверхностного стока при таянии снега аналогичен рассмотренному. В первые моменты таяния снега вся вода задерживается в самом снеге или в неровностях и углублениях бассейна, то есть также наблюдается первоначальная бессточная фаза. На заполнение неровностей и углублений может расходоваться значительный слой талой воды. Затем, как и при дожде, наступают фазы начала поверхностного стока, полного стока и спада.

Наличие промерзшего слоя грунта или ледяной корки в значительной степени уменьшает просачивание. В отличие от дождей наибольшие потери на просачивание наблюдаются в конце снеготаяния, а не в начале.

Неравномерное залегание снега обуславливает изменение во времени площади снеготаяния. Сначала снег тает на открытых местах или на южных склонах возвышенностей, затем в глубоких понижениях рельефа и, наконец, в зарослях кустарников и леса.

Коэффициент стока от снеготаяния обычно больше коэффициента стока от дождей. Однако в южных районах иногда весь снег стаивает, не давая стока. Это может быть при затяжном снеготаянии, при малых запасах снега и незначительном промерзании почвы.

Таким образом, при выпадении дождей или таянии снега в формировании поверхностного стока принимает участие только некоторая часть атмосферных осадков. Эти осадки (дождевые или снеговые) называются эффективными, или стокообразующими.

Атмосферные воды по поверхности бассейна стекают в виде мельчайших извилистых ручейков. По этим ручейкам вода течет по склону в пониженные части рельефа — лощины, ложбины, логи, а затем в более крупные притоки — ручьи и малые реки. Процесс добега воды играет существенную роль в формировании поверхностного стока. Здесь происходит сложение у замыкающего створа частных расходов воды с различных частей бассейна. Различают склоновое (поперечное) добега-

ние — по склонам первичной гидрографической сети и русловое (продольное) — по этой гидрографической сети.

Склоны в бассейне — площади первичного формирования стока; здесь нет определенных установившихся путей стока. При различных условиях подачи воды на водосбор атмосферные воды стекают к ближайшему постоянному элементу гидрографической сети по разным путям, которые могут менять свое положение.

Длина путей склонового добегания небольшая, чаще не превышает сотен метров. Длина руслового добегания выражается сотнями и тысячами километров.

Мельчайшая гидрографическая сеть составляет 85...95% всей площади бассейна; только 5...15% площади бассейна примыкает непосредственно к более крупной гидрографической сети — главной реке с ее притоками. Поэтому скорость добегания в первые моменты после начала стекания определяется главным образом скоростью перемещения воды в мельчайшей гидрографической сети (в лощинах, ложбинах и логах). Эта сеть выполняет роль собирателя склонового стока. Из мельчайшей сети сток попадает в более крупную сеть, значительно увеличивая расходы в ней.

После прекращения дождя или таяния снега стекание по поверхности бассейна — склоновое добегание — заканчивается в относительно короткий срок. Затем постепенно (тоже в короткий срок) заканчивается добегание по мельчайшей гидрографической сети — лощинам, ложбинам и логам. Таким образом, мельчайшая гидрографическая сеть является рабочей частью всей гидрографической сети только в период собирания склонового стока.

3.5.2. Гидромеханический анализ поверхностного стока воды

Процесс стекания воды с поверхности водосбора очень сложен. Скорости стекания зависят от рельефа водосбора, интенсивности снеготаяния и дождя и аккумуляции воды в понижениях рельефа. Разность между слоем дождя (или слоем воды от снеготаяния) и слоем воды, затрачиваемой на инфильтрацию, испарение и аккумуляцию в микрорельефе, представляет тот слой воды, который формирует поверхностный сток. Этот слой осадков стекает с бассейна и характеризует его водоотдачу. Она определяется в замыкающем створе. Отношение стокообразующего слоя осадков ко времени называется *интенсивностью водоотдачи*: $h_y = h_x - h_p$, где h_x — интенсивность поступления воды на поверхность водосбора, h_p — интенсивность задержания воды в водосборе.

Фиксируемое изменение расходов воды в замыкающих створах, выражаемое в виде гидрографов, является результатом динамики склонового и руслового стоков. Ввиду исключительной

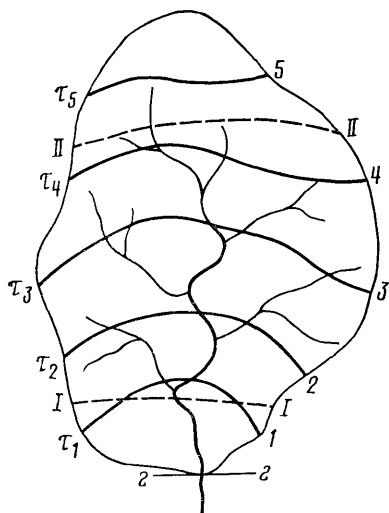


Рис. 3.24. Схема бассейна:

I, II — фронт и тыл снеготаяния; 1, 2, 3, 4, 5 — изохроны стока, соответствующие времени τ_1 , τ_2 , τ_3 , τ_4 , τ_5 ; 2—2 — замыкающий гидрометрический створ.

сложности изучения поверхностного стока (хотя бы по сравнению с задачами по неустановившемуся движению, которые обычно рассматриваются в курсах гидравлики) используются различные схематизации и модели процесса стекания воды с водосборов (М. А. Великанов, А. В. Огиевский, А. Н. Бефани и др.). Ниже излагаются основные положения теории М. А. Великанова и вывод уравнения для расхода воды в замыкающем створе. Предположим, что рассматривается формирование стока в бассейне большой площади. Схема бассейна с речной сетью показана на рисунке 3.24.

Снеготаяние в бассейне большой площадью происходит неодновременно. Выделим часть бассейна, ограниченную линиями фронта I и тыла снеготаяния II. Линия фронта проходит через точки на водосборе, в которых началось снеготаяние. Линия тыла снеготаяния расположена в точках схода снега. Следовательно, линии I, II и водораздельная фиксируют площадь F_v , с которой происходит водоотдача в какой-то момент времени t . Площадь изменяется во времени, то есть $F_v = F_v(t)$. Вместе с тем происходит ее смещение в пределах бассейна. Скорость смещения фронта снеготаяния значительно больше скорости перемещения тыла снеготаяния. Это объясняется тем, что первая зависит от хода положительных температур воздуха, а вторая — от толщины снежного покрова.

Излагаемый ниже гидромеханический анализ поверхностного стока справедлив и для стока дождевого происхождения, так как в уравнение расхода входит интенсивность водоотдачи $h_x - h_p = h_y$.

Предположим, что известны скорости движения жидкости по склонам водосбора. Следовательно, можно для различных точек водосбора подсчитать время, в течение которого вода дойдет от этих точек до замыкающего створа водосбора. Время, в течение которого водная масса в реке проходит данное расстояние, называется *временем добегаания воды*. В гидрологии говорят о времени добегаания расхода воды на участке реки, времени добегаания фазооднородных расходов (например, наибольших) или уровней воды на участке реки. В данном случае имеется в виду время добегаания воды с различных частей бас-

сейна до замыкающего створа. Линии на карте, соединяющие точки на водосборе с одинаковым временем τ добегания воды до замыкающего створа, М. А. Великанов назвал *изохронами*. Предположим, что такие линии построены (рис. 3.24); они соответствуют времени добегания τ_1, τ_2 и т. д.

Сравним расположение горизонталей и изохрон. Первые располагаются гуще при больших уклонах поверхности земли, вторые при меньших, так как с возрастанием уклонов поверхности земли скорости стекания воды возрастают, а время добегания убывает.

Обозначим площади, ограниченные изохронами, через f . Приращение расхода воды, поступающей с элементарной площади df за интервал времени от t до $t+dt$, равно

$$dQ(t) = h_y(t) df, \quad (3.104)$$

где $Q(t)$ — расход воды, зависящий от времени t ; $h_y(t)$ — интенсивность водоотдачи, зависящая от времени t .

В общем случае $f = f(\tau, t)$, поэтому

$$df = \frac{\partial f}{\partial \tau} d\tau + \frac{\partial f}{\partial t} dt. \quad (3.105)$$

Считая, что $\partial f / \partial \tau \gg \partial f / \partial t$, получаем

$$df = \frac{\partial f}{\partial \tau} d\tau. \quad (3.106)$$

Соответствующая формула для расхода воды принимает вид

$$Q(t) = \int_{\tau=0}^{\tau=t} h_y(t-\tau) \frac{\partial f}{\partial \tau} d\tau. \quad (3.107)$$

Появление функции $h_y(t-\tau)$ объясняется свойствами решения этого уравнения с использованием функции Грина.

Формулу (3.107) называют *генетической формулой*, а сам метод расчета расхода воды — *методом изохрон*. При наличии изохрон с помощью планиметра определяют f , а затем площади между смежными изохронами Δf . Кривую $f = f(\tau)$ называют интегральной кривой добегания стока, а кривую $\Delta f = \Delta f(\tau)$ — дифференциальной кривой добегания. Наибольшее значение f равно площади F_B .

Введя обозначение

$$\frac{\partial f}{\partial \tau} = p(\tau), \quad (3.108)$$

формула (3.107) примет вид:

$$Q(t) = \int_{\tau=0}^{\tau=t} h_y(t-\tau) p(\tau) d\tau, \quad (3.109)$$

а это с математической точки зрения представляет интеграл Дюамеля [функция $p(\tau)$ стационарная]. Следовательно, формуле М. А. Великанова (3.107) можно придать более общий вид и расчет расхода вести известными из математики методами решения интеграла Дюамеля. В Гидрометцентре СССР разработаны программы его решения на ЭВМ применительно к гидрологическим расчетам. В математике функцию $p(\tau)$ называют функцией влияния, или импульсной функцией. В гидрологии используется также термин — кривая добегания водной массы.

При практическом использовании формулы (3.109) для определения функции влияния возникают затруднения, связанные со сложностью построения карты изохрон и их изменчивостью во времени. В связи с этим сделаны попытки получения малопараметрического выражения для расчета функции влияния, учитывающей основные особенности движения водных масс. Наиболее общее решение задачи предложил В. И. Корень, в котором учитывается боковой приток на данный участок и начальные условия. В окончательную формулу для расхода воды $Q(t)$ входят три выражения, одним из которых является интеграл Дюамеля.

3.6. МАКСИМАЛЬНЫЙ И МИНИМАЛЬНЫЙ СТОК

3.6.1. Факторы весеннего половодья

Весеннее половодье типично для большинства рек СССР.

Основные факторы, влияющие на формирование весеннего половодья, — запасы воды в снеге и характер распределения его на площади водосбора, интенсивность и продолжительность снеготаяния, степень осеннего увлажнения и промерзания почвогрунтов. Кроме того, на весеннее половодье оказывают влияние площадь и форма бассейна, рельеф, характер почв, геологическое строение бассейна, наличие в бассейне озер, лесов, болот. Перечисленные факторы в той или иной мере вызывают аккумуляцию и регулирование образовавшихся от снега талых вод.

Количество воды, поступающей на водосбор в период половодья, определяется главным образом запасами воды в снеге и интенсивностью снеготаяния.

Сток талых вод на поверхности водосбора происходит с запазданием относительно начала снеготаяния. Снег обладает влагоемкостью — способностью удерживать воду в виде пленочной или капиллярной воды. Поэтому водоотдача из снега, то есть поступление (не удерживаемой снегом) талой воды на почву, не равна интенсивности снеготаяния как по величине, так и по времени.

Вода, образующаяся в начале снеготаяния, просачивается и увлажняет нижние слои снежного покрова. До тех пор, пока

снег не насытится водой до максимальной влагоемкости, порции талой воды удерживаются снегом и не достигают почвы. В дальнейшем, наоборот, водоотдача из снега становится несколько больше того количества воды, которое образуется от снеготаяния за рассматриваемый период. К концу половодья интенсивность водоотдачи может значительно превышать интенсивность снеготаяния. Существенное увеличение водоотдачи происходит под влиянием весенних дождей, которые уменьшают аккумулирующую способность снега, изменяя его структуру; дождями разрушаются снежные капилляры, вследствие чего содержащаяся в снеге капиллярная и пленочная вода переходит в гравитационную, быстро стекающую вниз.

По данным П. П. Кузьмина, начало поступления на поверхность почвы избыточной талой воды, не удерживаемой снегом, соответствует моменту стаивания от 15 до 25% начальных влагозапасов.

Часть поступающей на речной бассейн воды, которая не участвует в формировании стока, представляет потери стока половодья. К таким потерям относятся инфильтрация, аккумуляция (задержание) вод на поверхности бассейна и испарение с поверхности талых вод и снега. Потери на испарение не превышают 10% запасов воды в снеге. Особенно малы потери на испарение в северных районах.

Инфильтрация. Часть талых вод расходуется на просачивание (инфильтрация) в почву.

Инфильтрация зависит от структуры почвогрунтов, степени промерзания почвы и увлажнения почвы перед наступлением отрицательных температур воздуха. Часть просочившихся талых вод остается в почве, насыщая ее, как правило, до полной влагоемкости.

Другая часть талых вод, просочившись через верхний легководопроницаемый слой почвы, достигает менее водопроницаемого слоя и стекает по поверхности этого относительного водоупора. Это так называемый *внутрипочвенный сток*. Обычно водоупором, по которому стекают талые воды, является мерзлый слой, который по мере оттаивания почвы продвигается вниз. Если нет другого относительного водоупора, внутрипочвенный сток в оттаявшей почве прекращается, и вода просачивается в нижние слои.

На песчаных и лесных подзолистых почвах водосборов со сравнительно высоким положением первого относительного водоупора внутрипочвенный сток составляет значительную долю весеннего стока. Эта часть просочившейся воды представляет временную аккумуляцию, несколько выравнивающую половодный сток; продолжительность половодья растягивается, и наибольшая ордината гидрографа половодья (максимальный расход) несколько снижается.

И, наконец, третья часть просочившихся талых вод достигает поверхности грунтовых вод, пополняя их запасы и обеспе-

чивая питание реки в межень. Эту часть стока исключают из весеннего стока и рассматривают как потерю.

Особенно значительной величины достигают потери на инфильтрацию в степной зоне при низком стоянии уровня грунтовых вод.

Минимальные потери талых вод на инфильтрацию и наибольший поверхностный весенний сток наблюдаются, если земля покрыта ледяной коркой. Установлено, что образованию значительных весенних половодий, которые и являются расчетными, обычно предшествуют суровые зимы и сильное промерзание почвы.

Аккумуляция на поверхности бассейна. С начала водоотдачи талые воды не сразу стекают по склону, а заполняют неровности рельефа на водосборе. Чем больше площадь водосбора, тем больше его аккумулирующая способность, тем больше его сглаживающее влияние на половодный сток.

Трансформирование (сглаживание) половодного стока с увеличением площади бассейна объясняется также различным временем добега воды по отдельным составляющим гидрографической сети, лучшим русловым регулированием. Поэтому с увеличением площади водосбора максимальный модуль стока уменьшается, продолжительность половодья увеличивается, форма гидрографа становится более плавной, растянутой.

Наиболее сильно выражены процессы аккумуляции стока в бассейнах, имеющих значительные аккумулирующие емкости в виде озер. Озера задерживают часть талых вод, вследствие чего максимальный расход весеннего половодья снижается.

Пруды и водохранилища оказывают такое же влияние на сток половодья, как и озера. Аккумуляирование талых вод происходит и в лесу. Снижение максимума весеннего половодья в лесных бассейнах зависит от степени залесенности, расположения лесов в бассейне, состава лесных насаждений. Регулирующая роль болот сравнительно невелика и зависит от типа, размера и размещения болот по водосбору.

Влияние озерности, залесенности и заболоченности водосборов на снижение максимальных расходов половодий выражено эмпирическими зависимостями, которые приведены ниже (при вычислении расчетных максимальных расходов воды).

Аккумулирующей способностью обладают также мощные толщи рыхлых отложений (крупнозернистые пески, песчано-гравелистые грунты), трещиноватые и карстовые породы. Наличие их в бассейне приводит к значительному снижению максимума весеннего половодья.

3.6.2. Факторы дождевого стока

К основным факторам дождевого (ливневого) стока относятся: интенсивность дождя, его продолжительность и площадь, охватываемая ливневым дождем, инфильтрация воды в почву, добегание дождевых вод по русловой сети бассейна.

Интенсивность ливня. Главное значение в формировании максимальных расходов на малых водосборах (когда время добега $t_{\max}$ меньше продолжительности водоотдачи τ_v) имеет максимальная интенсивность водоотдачи, а в формировании максимальных расходов на больших водосборах $\tau_{\max} > \tau_v$ — слой стока за паводок. В соответствии с этим при исследовании ливневого стока важен расчет интенсивности ливня и слоя дождей осадков.

Ливни и ливневые дожди отличаются большой изменчивостью интенсивности во времени. В начальный период интенсивность дождя сравнительно небольшая и почти вся вода расходуется на увлажнение почвы и заполнение неровностей рельефа. В формировании максимумов дождевых паводков основное значение имеет центральная часть гидрографа ливневого дождя с наибольшей интенсивностью.

В приближенных расчетах интенсивность ливня, в зависимости от принятой расчетной продолжительности, и слой дождя можно определять по формулам (3.76) и (3.77).

При наличии наблюдений за осадками, позволяющими построить кривую обеспеченности суточных осадков, интенсивность ливня расчетной обеспеченности за любой интервал осреднения, а также слой осадков за тот же интервал времени определяют по районным кривым редукции осадков, которые разработаны по методике Г. А. Алексеева (раздел 3.3.5).

Следует иметь в виду, что слой осадков зависит не только от продолжительности, но и от площади, которую захватывает ливневый дождь. Чем больше площадь бассейна, тем менее часто она полностью покрывается дождем, но даже при полном охвате площади дождем слой осадков уменьшается с увеличением площади их распространения. Отношение среднего слоя осадков на площади F к осадкам в одном пункте наблюдений (в центре дождя) H_0 называют коэффициентом редукции слоя осадков

$$K = H_F / H_0. \quad (3.110)$$

Исследования, проведенные З. П. Богомазовой и З. П. Петровой по материалам наблюдений сети метеорологических станций, расположенных на территории УССР, позволили установить аналитическое выражение зависимости убывания слоя от центра дождя к периферии с увеличением площади в виде:

$$K = H_F / H_0 = 1 / (1 + 0,001 F^{0,80}). \quad (3.111)$$

Формула (3.111) может быть использована для определения коэффициента редукции слоя осадков и в других районах, но для коротких ливней; для дождей продолжительностью больше суток показатель степени F в формуле (3.111) изменяется в пределах 0,55...0,65, а множитель при F принимает значения от 0,002 до 0,03.

Инфильтрация воды в почву. Второй важный и наиболее трудный для расчетов фактор формирования ливневого стока — инфильтрация воды в почву.

Потери дождевых осадков на инфильтрацию существенно превышают аналогичные потери при снеготаянии, доходя до 70...80% слоя осадков, что соответствует коэффициенту стока 0,20...0,30, в то время как коэффициент стока снеговых половодий превышает 0,30...0,50 и часто приближается к единице. Это объясняется разной степенью увлажнения почвы при снеговых и дождевых паводках.

Так же как и при снеговом половодье, часть профильтровавшейся воды уходит в глубокие водоносные слои и затрачивается на увлажнение почвогрунтов. Остальная часть, образующая при песчаных и крупнозернистых грунтах водосбора внутрипочвенный сток, принимает участие в формировании паводка.

В связи с затруднениями практического определения потерь на инфильтрацию в течение всего паводка эти потери учитываются или путем вычитания слоя потерь из слоя осадков, или путем умножения слоя осадков на коэффициент стока.

Фактор добегания. Третий важнейший фактор, влияющий на формирование ливневых паводков, — добегание ливневых вод до русловой сети бассейна.

В связи с тем, что в начальный период выпадения дождя все осадки идут на покрытие начальных потерь, а в конце, когда интенсивность осадков становится меньше размера установившейся инфильтрации, они полностью тратятся на инфильтрацию, продолжительность стокообразующей части дождя (водоотдачи) значительно меньше всей продолжительности дождя.

Таким образом, продолжительность поступления воды в русловую сеть при ливневом паводке значительно меньше, чем при снеговом половодье. Поэтому влияние фактора добегания при ливневом паводке сказывается значительно сильнее и редукция по площади водосбора больше, то есть с увеличением площади водосбора наблюдается резкое уменьшение максимального модуля.

Схема добегания и суммирования стока с частных площадей бассейна к замыкающему створу, а также аналитическое выражение этой схемы при помощи генетической формулы рассмотрены выше.

На формирование ливневых паводков оказывают влияние также физико-географические факторы, рассмотренные при анализе весеннего половодья (озерность, заболоченность, рельеф, почвенно-геологические условия и др.). Влияние их на параметры дождевых паводков носит в общем такой же характер, но с некоторыми особенностями, определяющимися более кратковременной водоотдачей и отсутствием промерзания и предварительного увлажнения почвогрунтов.

3.6.3. Общие указания по определению максимальных расходов воды

Наибольший максимальный расход воды наблюдается в паводке или паводок.

Максимальным расчетным расходом называется расход, на пропуск которого рассчитывают отверстия гидротехнических сооружений. От этого расхода зависят размеры плотин, водосбросных сооружений, отверстия железнодорожных мостов и мостов на шоссейных дорогах, труб и т. д. С одной стороны, если максимальный расход и его повторяемость определены неправильно (расход занижен), то при прохождении такого расхода разрушаются гидротехнические сооружения. С другой стороны, преувеличение расчетного максимума излишне удорожает стоимость сооружений.

Максимальные расчетные расходы воды следует определять в соответствии с Указаниями по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435—72). В нормах указана ежегодная вероятность превышения (расчетная обеспеченность) максимальных расходов воды в зависимости от класса капитальности сооружений, который устанавливают по СНиП II-И, 1—62 «Гидротехнические сооружения речные» и СНиП II-И, 3—62 «Сооружения мелиоративных систем».

Все постоянные сооружения разбиты по капитальности на четыре класса. Наиболее ответственные сооружения относятся к первому классу капитальности.

Класс капитальности сооружений	I	II	III	IV
Расчетная вероятность превышения, p , %	0,01	0,1	0,5	1,0

При проектировании постоянных сооружений (независимо от их класса), разрушение которых может вызвать катастрофические наводнения, нормами допускается уменьшение расчетной обеспеченности максимального расхода воды до 0,01%.

Временные гидротехнические сооружения следует рассчитывать на максимальный расход обеспеченностью 10%.

Максимальные расходы по происхождению делят на три группы: снеговые максимумы, или максимумы талых вод; ливневые или дождевые максимумы; смешанные максимумы, то есть максимумы, образующиеся от совместного действия снеготаяния и дождей.

При расчете гидротехнических сооружений прежде всего необходимо установить, максимум какого происхождения на данном водотоке является расчетным, то есть наиболее высоким. При устойчивом снежном покрове максимум весеннего паводка (снеговой максимум) обычно бывает больше дождевого максимума.

В лесостепной и степной зонах ливневые максимумы превышают снеговые на малых водосборах, но они меньше снеговых на средних и больших водосборах. В лесной зоне ливневые максимумы могут превышать снеговые только на самых малых водосборах.

В некоторых климатических районах СССР (Дальний Восток, северо-восток Сибири, Прибайкалье) обложные дожди формируют максимальные расходы, превышающие снеговые не только на малых, но и на средних и больших реках. В этих условиях дождевые паводки носят характер половодья.

На малых реках весенние и особенно дождевые паводки проходят обычно очень быстро. Непродолжительным бывает стояние ливневых максимумов и на более крупных реках. Поэтому среднесуточные максимумы существенно отличаются от мгновенных наибольших расходов. В связи с этим в расчет вводят не среднесуточные расходы, а мгновенные, или срочные, максимальные расходы воды (расходы, отвечающие наблюдениям в определенные сроки). Если паводок кратковременный и проходит между сроками гидрометрических измерений, устанавливают соотношение между зарегистрированными и действительными максимумами и вводят соответствующие поправки в расчеты максимальных расходов воды.

Расчет максимальных расходов воды отличается некоторыми особенностями. В этом расчете представляют интерес наиболее высокие расходы воды, крайне редко повторяющиеся и поэтому слабо или совсем не представленные в материалах наблюдений. Вследствие недостаточно продолжительных периодов наблюдений над стоком расходы редкой повторяемости рассчитывают на основе методов математической статистики.

При отсутствии данных наблюдений расчет максимальных расходов ведут одним из существующих методов, базирующихся на изучении условий формирования половодий и паводков.

3.6.4. Расчет максимальных расходов воды при наличии данных наблюдений

При наличии гидрометрических данных по максимальному стоку за достаточно длительный период наблюдений расчетные максимальные расходы талых (снеговых) и дождевых вод определяют по теоретической кривой обеспеченности, построенной по этим наблюдениям.

Статистической обработке данных по максимальному стоку предшествует тщательная проверка и анализ исходных материалов. Особое внимание следует уделять анализу правильности построения и экстраполяции кривой расходов $Q=Q(H)$, от которой зависят принятые наиболее высокие расходы.

Детальной проверке следует подвергать так называемый исторический максимум, то есть наибольший максимальный расход за продолжительный период. Величину исторического мак-

сумма определяют по меткам высоких вод, устанавливаемых в процессе гидрологических изысканий.

В соответствии с нормами продолжительность периода наблюдений за максимальным стоком должна составлять для зоны:

Лесотундровой и лесной не менее	25 лет
лесостепной	30 лет
степной	40 лет
сухостепной и полупустынной	50 лет
горных районов	40 лет

Если период наблюдений меньше указанных значений, результаты расчета необходимо подвергнуть дополнительному анализу, используя данные рек-аналогов.

Для построения теоретической кривой обеспеченности максимальных расходов воды вычисляют ее параметры: среднемноголетний максимальный расход $\bar{Q}_{\max}$, коэффициент вариации C_v , коэффициент асимметрии C_s .

Коэффициент вариации максимальных расходов определяют теми же методами, что и для годового стока, а именно: по методу моментов [формулы (3.19) и (3.20)], методу наибольшего правдоподобия (в зависимости от статистик λ_2 и λ_3) или графоаналитическим методом. Соответственно параметр C_s находят методами: подбора, наибольшего правдоподобия, графоаналитическим.

При наличии данных о выдающемся историческом максимуме (экстремальном расходе), не входящем в имеющийся ряд наблюдений, параметры кривой обеспеченности определяют с его учетом по следующим формулам:

$$\bar{Q}'_{\max} = \frac{1}{N} \left[Q_N + \frac{N-1}{n} \sum_1^n Q_i \right]; \quad (3.112)$$

$$C_v' = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[\left(\frac{Q_N}{\bar{Q}'_{\max}} - 1 \right)^2 + \frac{N-1}{n} \sum_1^n \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}'_{\max}} - 1 \right)^2 \right]}, \quad (3.113)$$

где Q_N — экстремальный расход, установленный по историческим данным; n — продолжительность периода наблюдений; N — продолжительность периода, в течение которого наблюденный Q_N является наибольшим.

В случае наличия экстремального расхода, входящего в ряд систематических гидрометрических наблюдений,

$$\bar{Q}'_{\max} = \frac{1}{N} \left[Q_N + \frac{N-1}{n-1} \sum_1^{n-1} Q_i \right]; \quad (3.114)$$

$$C_v' = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[\left(\frac{Q_N}{\bar{Q}'_{\max}} - 1 \right)^2 + \frac{N-1}{n-1} \sum_1^{n-1} \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}'_{\max}} - 1 \right)^2 \right]}. \quad (3.115)$$

При недостаточности исходных данных параметры кривой обеспеченности максимальных расходов приводят к многолетним значениям. Среднемноголетний максимальный расход и коэффициент вариации определяют по методу корреляции или с помощью графика связи. Коэффициент асимметрии принимается на основании анализа соотношений C_s/C_v по группам рек-аналогов. В случае, когда имеющиеся гидрометрические наблюдения не позволяют достаточно надежно установить соотношение между C_s и C_v (в частности при значительных колебаниях этого соотношения по рекам-аналогам), значение C_s в зависимости от генетического происхождения максимумов принимается:

для расходов талых вод равнинных рек $C_s = (2...2,5) C_v$
 для дождевых расходов равнинных рек и горных рек с муссонным климатом $C_s = (3...4) C_v$
 для расходов воды горных рек $C_s = 4C_v$.

По найденным параметрам $\bar{Q}_{\max}$, C_v и C_s строят теоретическую кривую обеспеченности максимальных расходов, соответствующую трехпараметрическому гамма-распределению, и сопоставляют ее с данными фактических наблюдений по формуле (3.10).

По принятой кривой обеспеченности определяют расчетный максимальный расход воды:

$$Q_p = K_p \bar{Q}_{\max}, \quad (3.116)$$

где K_p — ордината кривой обеспеченности.

Значение расчетной обеспеченности принимают в зависимости от класса капитальности сооружений.

При проектировании сооружений I класса капитальности или других сооружений, рассчитываемых на расход обеспеченностью $p=0,01\%$, к максимальному расходу Q_p , определенному по кривой обеспеченности, прибавляют гарантийную поправку ΔQ_p , то есть исправленный расход

$$Q_p' = Q_p + \Delta Q_p. \quad (3.117)$$

Гарантийная поправка пропорциональна среднеквадратической ошибке вычисленного максимального расхода воды:

$$\Delta Q_p = \frac{a E_p}{\sqrt{n}} Q_p, \quad (3.118)$$

где Q_p — максимальный расход воды, определенный по кривой обеспеченности; a — коэффициент, характеризующий гидрологическую изученность бассейна; $a=0,7$ для рек, расположенных в гидрологически изученных областях; $a=1,5$ для рек, расположенных в слабо изученных в гидрологическом отношении областях; n — число лет наблюдений с учетом приведения к многолетнему ряду; E_p — относительная среднеквадратическая ошибка ординаты кривой обеспеченности.

Гарантийная поправка ΔQ_p принимается не более 20% максимального расхода воды Q_p .

Расчетный объем стока снегового половодья или дождевого паводка определяют по кривой обеспеченности объемов стока половодий или паводков аналогично определению максимальных расходов воды.

При определении максимальных расходов воды, образующихся от совместного действия снеготаяния и дождей (ливней), необходимо исследовать колебания расходов воды каждого вида в отдельности и возможные их сочетания.

Если максимумы каждого из двух типов наблюдаются в разные сезоны и не связаны между собой, то для определения расчетного максимального расхода рекомендуется следующий прием.

На основании данных наблюдений строят отдельно кривую обеспеченности максимальных расходов весеннего половодья (рис. 3.25, а) и кривую обеспеченности летних ливней (рис. 3.25, б).

Рассмотрим какой-нибудь расход Q , который весной имеет обеспеченность p_1 , а летом p_2 . Будем наблюдать превышение расхода в среднем за время, соответствующее обеспеченности $p_1 + p_2$. Однако из общего числа случаев, когда какой-либо из максимумов (например, весенний) превосходит значение Q , нас интересуют только те случаи, для которых этот весенний расход выше летнего. Поэтому из числа случаев $p_1 + p_2$ нужно вычесть столько случаев, сколько раз наблюдались годы, для которых оба расхода (весенний и летний) выше Q , так как в эти годы один из двух максимумов по нашему условию не подлежит учету. Считаем, что между значениями Q_v и Q_l для одного и того же года не существует никакой связи, поэтому каждое Q_v может сочетаться с любым значением Q_l . Число случаев, когда $Q_v > Q$, составляет p_1 . Каждый из этих случаев может сочетаться с любым Q_l . Однако нас интересуют только те сочетания, когда $Q_l > Q$, а таких случаев p_2 . Очевидно, что лишь для доли $p_1 p_2$ общего числа случаев оба расхода будут выше Q . Это произведение и следует вычесть из суммы $p_1 + p_2$. Тогда абсцисса искомой совместной кривой обеспеченности, отвечающая ординате Q , будет равна

$$p = p_1 + p_2 - p_1 p_2. \quad (3.119)$$

Задаваясь различными значениями Q , находим по выражению (3.119) обеспеченность p и по этим данным строим совместную кривую обеспеченности (рис. 3.25, в). При построении обеспеченность берут в долях от единицы, то есть $p = 100\%$ со-

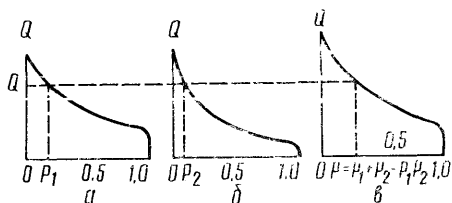


Рис. 3.25. Построение кривой обеспеченности смешанных расходов.

ответствует единице, $p=50\%$ — половине; $p=25\%$ — четверти и т. п.

Дальнейший ход определения расчетного максимума по совместной кривой аналогичен рассмотренному ранее.

3.6.5. Расчет максимальных расходов талых вод при отсутствии или недостаточности гидрометрических данных

В настоящее время максимальные расходы талых вод в неизученных бассейнах рассчитывают по эмпирическим зависимостям, разработанным на основе всей совокупности современных гидрометрических данных и рекомендуемым Указаниями (СН 435—72).

Указания применяют для расчета максимальных расходов талых вод на реках с площадью водосбора $F < 20\,000$ км² в европейской части и с $F < 50\,000$ км² в азиатской части СССР. Для больших площадей водосборов максимальные расходы талых вод при отсутствии гидрометрических данных определяют по меткам высоких вод в результате специальных гидрологических исследований.

Применительно к задаче расчета максимальных расходов талых вод все реки Советского Союза делят на две группы: равнинные и горные. Это вызвано тем, что условия формирования максимальных расходов горных и равнинных рек существенно различаются.

Границы районов для расчета по схеме, предназначенной для равнинных или горных рек, показаны на карте. Там же показаны районы, где снеговое половодье выражено слабо и где расчетными являются максимальные расходы дождевых вод.

Расчет максимальных расходов талых вод равнинных рек. Расчетный максимальный расход талых вод на равнинных реках определяют по формуле:

$$Q_p = M_p F = \frac{K_0 h_p F}{(F + 1)^n} \delta \delta_2 \mu, \quad (3.120)$$

где Q_p — расчетный мгновенный максимальный расход воды вероятностью превышения p %, м³/с; M_p — модуль максимального расчетного расхода воды, м³/(с·км²); F — площадь водосбора до замыкающего створа, км²; h_p — расчетный слой суммарного (без срезки грунтового питания) стока половодья той же вероятности превышения p %, что и искомый максимальный расход, мм; K_0 — параметр дружности половодья; h — показатель степени, характеризующий редукцию (уменьшение) отношения M_p/h_p в зависимости от площади водосбора; δ — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода воды рек, зарегулированных озерами δ_1 и водохранилищами δ'_1 ; δ_2 — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода воды в залесенных и заболоченных бассейнах; μ — коэффициент, учитывающий неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов воды.

Рассмотрим методику определения параметров, приведенных в формуле (3.120).

3.5. Параметры n и K_0 для равнинных рек

Природная зона	n	K_0 при категории рельефа		
		первой	второй	третьей

Зона тундры и лесная зона

Европейская территория СССР и Восточная Сибирь	0,17	0,010	0,008	0,006
Западная Сибирь	0,25	0,015	0,013	0,010*

Лесостепная и степная зоны

Европейская территория СССР (без Северного Кавказа)	0,25	0,030	0,017	0,012
Северный Кавказ	0,25	0,030	0,025	0,015
Западная Сибирь	0,25	0,030	0,020	0,015

Зона засушливых степей и полупустынь

Западный и Центральный Казахстан	0,35	0,060	0,040	0,030
----------------------------------	------	-------	-------	-------

* Для сильно заболоченных бассейнов с площадью водосбора более 10 000 км².

Параметры n и K_0 находят в зависимости от природной зоны (района) и категории рельефа по таблице 3.5. Природные зоны показаны на карте.

При определении параметров n и K_0 обеспеченность слоя стока половодья и модуля стока принимали одинаковой ($p=1\%$), то есть параметр K_0 , значения которого приведены в таблице 3.5, определяли по зависимости:

$$M_{1\%}/h_{1\%}=f(F). \quad (3.121)$$

Коэффициент дружности половодья K_0 зависит от категории рельефа, которая устанавливается по гипсометрической карте с учетом степени расчлененности рельефа.

К первой категории рельефа относятся реки, большая часть которых располагается в пределах холмистых и платообразных возвышенностей; ко второй — реки, в бассейнах которых холмистые возвышенности чередуются с понижениями между ними; к третьей — реки, большая часть бассейнов которых располагается в пределах плоских низменностей, а также реки, имеющие широкие заболоченные поймы.

Допускается также определять категорию рельефа по соотношению:

$$a = I_{\phi}/I_T, \quad (3.122)$$

где I_{ϕ} — средневзвешенный уклон главного водотока; I_T — типовой уклон;

$$I_T = 25/\sqrt{F+1}. \quad (3.123)$$

При $a > 1$ бассейн относится к первой категории рельефа; при $a = 1,0 \dots 0,5$ — ко второй и при $a < 0,5$ — к третьей категории рельефа.

Определение K_0 в зависимости от категории рельефа учитывает скорости стекания талых вод. Это сближает расчетную редуccionную схему (3.120) с теоретическими схемами, учитывающими продолжительность добегания, зависящую в основном от рельефа бассейна.

Расчет слоя стока половодья. Слой стока половодья заданной вероятности превышения h_p находят по трем параметрам: среднемноголетнему слою $\bar{h}$, коэффициенту вариации $C_{v,h}$ и коэффициенту асимметрии $C_{s,h}$.

Высоту среднемноголетнего половодья $\bar{h}$ для бассейнов площадью водосбора $F > 100 \text{ км}^2$ на европейской части и $F > 1000 \text{ км}^2$ на азиатской части СССР определяют непосредственно по карте изолиний (рис. 3.26, левый форзац).

Для меньших площадей водосбора в величины $\bar{h}$, снятые с карты, вводят поправки. При благоприятных условиях стока (холмистый рельеф, глинистые почвы) поправочный коэффициент равен 1,1; при менее благоприятных условиях стока (плоский рельеф, песчаные почвы) — 0,9. При значительной степени озерности (более 2%) учитывают снижение слоя весеннего стока при помощи поправочного коэффициента, изменяющегося в пределах 0,9...0,7.

Коэффициент вариации $C_{v,h}$ снимают с карты изолиний этой величины (рис. 3.27, правый форзац). Для бассейнов с площадью $F < 200 \text{ км}^2$ к снятым с карты значениям $C_{v,h}$ вводят поправочный коэффициент, учитывающий повышение коэффициента вариации на малых бассейнах (от 5 до 25%).

Коэффициент асимметрии принимают по соотношению $C_{s,h} = 2C_{v,h}$. Для северо-западной и северо-восточной части СССР, где в формировании стока половодья в значительной мере участвуют дождевые осадки, применяют соотношение $C_{s,h} = 3C_{v,h}$.

По найденным параметрам $\bar{h}$, $C_{v,h}$ и $C_{s,h}$ определяют расчетный слой весеннего половодья

$$h_p = K_p \bar{h}, \quad (3.124)$$

где K_p — ордината кривой обеспеченности, определяемая по приложению 2 для заданной расчетной обеспеченности p .

Расчетную обеспеченность (вероятность превышения) слоя стока половодья принимают такой же, как и максимального расчетного расхода в зависимости от класса капитальности сооружений.

Регулирующее влияние озер и водохранилищ учитывается коэффициентами δ_1 и δ'_1 . Коэффициент δ_1 , учитывающий снижение максимального стока рек, зарегулированных озерами, определяют по формуле:

$$\delta_1 = 1/(1 + cf'_{03}), \quad (3.125)$$

где c — коэффициент, колеблющийся от 0,2 при $\bar{h} \geq 100$ мм до 0,4 при $\bar{h} < 20$ мм; $f'_{\text{оз}}$ — средневзвешенный коэффициент озерности, определяемый по формуле:

$$f'_{\text{оз}} = \sum_1^n \left(100 \frac{S_i}{F} \frac{f_i}{F} \right), \quad (3.126)$$

F — площадь водосбора в створе проектируемого сооружения; S_i — площадь водной поверхности озера; f_i — площадь частного водосбора озера.

Поправочный коэффициент δ'_1 на снижение максимальных расходов воды рек, зарегулированных водохранилищами, вводят в каждом конкретном случае с учетом проектных материалов, освещающих режим попусков верхними водохранилищами.

Влияние залесенности и заболоченности бассейна на максимальный расход учитывается коэффициентом δ_2 , который определяют по формуле:

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \lg (0,05f_{\text{л}} + 0,1f_{\text{б}} + 1), \quad (3.127)$$

где $f_{\text{л}}$ — степень залесенности бассейна, %; $f_{\text{б}}$ — степень заболоченности бассейна, %.

Если $f_{\text{л}} < 5\%$ и $f_{\text{б}} < 3\%$, принимают $\delta_2 = 1$. При коэффициенте озерности $f'_{\text{оз}} > 20\%$ влияние залесенности и заболоченности не учитывают.

При заболоченности $f_{\text{б}} > 50\%$ и преобладании верховых болот коэффициент δ_2 может быть увеличен до 30...40%.

Коэффициент μ , учитывающий неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов воды, определяется в зависимости от природной зоны и расчетной вероятности превышения расхода по таблице 3.6.

3.6. Значения коэффициента μ

Природная зона	Вероятность превышения, %					
	0,1	1	3	5	10	25
Зона тундры и лесная зона:						
европейская территория СССР	1,10	1,0	0,95	0,92	0,88	0,80
Восточная и Западная Сибирь	1,04	1,0	0,98	0,96	0,94	0,89
Лесостепная и степная зоны:						
при $F \geq 200 \text{ км}^2$	1,05	1,0	0,96	0,94	0,92	0,87
при $F < 200 \text{ км}^2$	1,10	1,0	0,93	0,87	0,79	0,64
Зона засушливых степей и полупустынь	1,02	1,0	0,98	0,97	0,96	0,92

Применение метода аналогии. Найденные расчетные максимальные расходы воды можно уточнить, пользуясь методом аналогии. Для этого необходимо иметь многолетние наблюдения по стоку половодья в смежных бассейнах.

При подборе бассейнов-аналогов необходимо, помимо условий сходства, изложенных ранее, учитывать подобие формы во-

досбора реки-аналога и исследуемой реки. Для этого должны быть выполнены следующие приближенные равенства:

$$L/F^{0,56} \approx L_a/F_a^{0,56}, \quad (3.128)$$

$$IF^{0,50} \approx I_a F_a^{0,50}, \quad (3.129)$$

где L — длина главного водотока, км; I — средневзвешенный уклон главного водотока.

Метод аналогии состоит в определении коэффициента дружности половодья K_0 по многолетним данным аналога.

Из основной расчетной зависимости (3.120) при $\delta_1' = 1$ следует

$$K_0 = M_p (F + 1)^n / h_p \delta_1 \delta_2 \mu. \quad (3.130)$$

Принимая $\mu = 1$, для бассейна-аналога можно записать

$$K_{0,a} = M_{pa} (F_a + 1)^n / h_{pa} \delta_{1a} \delta_{2a}. \quad (3.131)$$

Значение $K_{0,a}$ подставляем в расчетную зависимость (3.120) для исследуемого бассейна и получаем

$$Q_p = M_{pa} \frac{h_p}{h_{pa}} \left(\frac{F_a + 1}{F + 1} \right)^n \frac{\delta_1 \delta_2}{\delta_{1a} \delta_{2a}} F, \quad (3.132)$$

где M_{pa} и h_{pa} — максимальные модуль и слой стока половодья расчетной вероятности превышения (обеспеченности) p %. Эти величины находят по кривым обеспеченности, построенным по данным наблюдений в бассейне-аналоге. Величины δ_{1a} и δ_{2a} вычисляют по формулам (3.125) и (3.127). Значение h_p определяют в зависимости от параметров h , C_v , h и C_s , h или принимают по данным бассейна-аналога.

Для правильного выбора аналога рекомендуется произвести расчет по формуле (3.132) по нескольким смежным бассейнам и взять среднее значение Q_p . Если значения Q_p , полученные по бассейнам-аналогам, существенно (более чем на 20%) отличаются друг от друга, в расчет принимают большее из них.

Расчет максимальных расходов талых вод горных рек. Для горных рек с весенне-летним половодьем расчетный максимальный расход талых вод определяют по формуле:

$$Q_p = K_0 h_p F \delta_1 \mu / (F + 1)^{0,15}. \quad (3.133)$$

Обозначения те же, что и в формуле (3.120).

Параметр дружности половодья K_0 в этой формуле принимают по таблице 3.7 в зависимости от географического положения рассматриваемого бассейна.

Расчет слоя стока половодья заданной вероятности превышения ведут по трем параметрам: $\bar{h}$; $C_{v,h}$ и $C_{s,h}$.

Значения $\bar{h}$ и $C_{v,h}$ определяют по картам изолиний (рис. 3.26 и 3.27). Коэффициент асимметрии C_s принимают по соотношению $C_{s,h} = (3...4) C_{v,h}$.

Для уточнения расчета слоя стока половодья заданной вероятности превышения h_p рекомендуется построение региональных

3.7. Значения параметра K_0 для горных рек

Географический район	Средняя высота бассейна $H_{ср}$, м	K_0	Географический район	Средняя высота бассейна $H_{ср}$, м	K_0
Урал	<500	0,0025	Северо-Восток СССР	>200	0,0030
Карпаты	>500	0,0018	Камчатка	>100	0,0010
Алтай	>400	0,0045	Сахалин:		
	$<1\ 000$	0,0025	северный	≥ 100	0,0014
	1 000...2 000	0,0015	южный	≥ 100	0,0020
	$<2\ 000$	0,0010*			

* Для бассейнов рек Центрального Алтая (засушливые Чуйские степи), $k_0 = 0,0007$.

зависимостей $\bar{h} = f(H_{ср})$ и $C_{v,h} = f(H_{ср})$, где $H_{ср}$ — средняя высота водосбора.

Коэффициент δ_1 определяют по формуле (3.125), коэффициент μ — по таблице 3.6.

Для уточнения максимального расхода рек с весенне-летним половодьем применяют метод аналогий.

Для горных рек с летним половодьем (высокогорные районы Средней Азии и Северного Кавказа) максимальный расход талых вод определяют по методу аналогий:

$$Q_p = M_{pa} \frac{h_{pg}}{h_{pg,a}} \left(\frac{F_a + 1}{F + 1} \right)^{0,15} \frac{\delta_1}{\delta_{1a}} F, \quad (3.134)$$

где h_{pg} — расчетный слой годового стока в исследуемом бассейне; $h_{pg,a}$ — расчетный слой годового стока в бассейне-аналоге; вычисляется по многолетним наблюдениям; M_{pa} — максимальный модуль стока талых вод расчетной обеспеченности; вычисляется по многолетним данным в бассейне-аналоге.

При выборе бассейна-аналога в высокогорных районах дополнительно учитывается местоположение бассейна в горной системе, его удаленность и защищенность от влагоносных ветров, доля площади водосбора, расположенной выше снеговой линии, а также разности в отметках створа и истока реки.

3.6.6. Расчет максимальных расходов паводковых паводков при отсутствии данных наблюдений

Существующие методы расчетов максимального паводочного стока в неизученных бассейнах можно разделить на две группы:

по региональным эмпирическим формулам, учитывающим в обобщенной форме лишь главные факторы формирования максимального стока и выведенным в результате статистической обработки данных по дождевому стоку изученных рек;

методы, основанные на генетических формулах стока, отражающих определенные теоретические представления о процессах формирования стока на склонах водосборов и в руслах рек.

Строгое решение уравнений, вытекающих из теории изо-

хрон, на которой основаны расчетные формулы второй группы, невозможно. Вследствие этого при разработке практических рекомендаций приходится вводить ряд допущений и эмпирических параметров, что приводит к снижению точности расчетов. Поэтому при определении максимальных расходов на территории, относительно хорошо освещенной данными наблюдений, формулы второй группы не дают заметного преимущества по сравнению с эмпирическими формулами. Для малых рек, мало изученных в гидрометрическом отношении, эмпирические формулы, имеющие интерполяционный характер, малопригодны, и здесь целесообразнее использовать генетические формулы.

В связи с этим в Указаниях по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435—72) рекомендуется определять расчетный дождевой максимум для больших и средних рек по эмпирической редукционной формуле, для малых рек по формуле предельной интенсивности стока, полученной из теории изохрон.

Границы применимости указанных формул в различных физико-географических зонах приведены в таблице 3.8. Если площадь водосбора превышает указанные в таблице пределы или бассейн закарстован более чем на 25%, максимальные расходы рекомендуется определять на основе полевых гидрологических исследований.

3.8. Границы применимости формул в зависимости от площади водосбора

Природная зона	Площадь водосбора, км ²	
	при расчете по формуле предельной интенсивности	при расчете по редукционной формуле
Равнинная территория		
тундровая, лесная и лесостепная	<50	50...30 000
степная	<200	200...10 000
засушливых степей	<200	200...1 000
полупустынная	<200	—
Горные районы		
(500 < H _{ср} < 2 000 м)		
районы Средней Азии	<200	—
прочие районы	<50	50...10 000

Эмпирическая редукционная формула, рекомендуемая техническими указаниями для расчета дождевых максимумов, имеет вид:

$$Q_p = M_p F = M_{200} \left(\frac{200}{F} \right)^n \lambda_p \delta_1 \delta_2' F, \quad (3.135)$$

где M_{200} — модуль максимального расхода воды [м³/(с·км²)] с вероятностью превышения 1%, приведенный к площади водосбора 200 км²; определяется по карте изолиний; n — показатель степени редукции (уменьшения) модуля максимального расхода воды; определяется по карте; λ_p — переходный коэффициент от вероятности превышения 1% к другой вероятности; δ_1 — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода проточными озерами;

определяется по формуле (3.125), для дождевых максимумов значение C принимается для лесной и лесостепной зон 0,2, для степной зоны 0,4; δ'_2 — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода заболоченного водосбора; вычисляется по формуле:

$$\delta'_2 = 1 - 0,8 \lg(0,1f_6 + 1). \quad (3.136)$$

Коэффициент δ'_2 не учитывается при расчете максимальных расходов дождевых паводков на реках Кольского полуострова, Карельской АССР, бассейнов Белого и Баренцева морей.

При наличии многолетних наблюдений на реках-аналогах максимальный расход рассчитывают по формуле:

$$Q_p = M_{pa} \left(\frac{F_a}{F} \right)^n \frac{\delta_1 \delta'_2}{\delta_{1a} \delta'_{1a}} F, \quad (3.137)$$

где M_{pa} — максимальный модуль стока расчетной вероятности превышения (p %) реки-аналога.

Формула (3.137) используется при наличии сходства формы водосборов сопоставляемых рек, то есть при выполнении условий (3.128) и (3.129).

Кроме того, реки, принимаемые в качестве аналогов, наряду с основными признаками должны иметь близкие значения суточных осадков с вероятностью превышения 1%.

Формула предельной интенсивности стока имеет вид:

$$Q_p = A_{1\%} \varphi H_{1\%} \delta_1 \lambda_p F, \quad (3.138)$$

где $H_{1\%}$ — суточный слой осадков с вероятностью превышения $p=1\%$; определяется по карте; φ — коэффициент паводочного стока; определяется по таблице в зависимости от характера почвогрунтов, слагающих водосбор, суточного слоя осадков $H_{1\%}$ и площади водосбора; λ_p — переходный коэффициент от вероятности превышения $p=1\%$ к другой вероятности; $A_{1\%}$ — максимальный модуль дождевого стока (при $\delta_1=1$), выраженный в долях от произведения ($\varphi H_{1\%}$); $A_{1\%} = M'_{1\%} / \varphi H_{1\%}$.

Максимальный модуль стока $A_{1\%}$ определяется по таблице в зависимости от гидроморфометрической характеристики русла Φ_p , времени склонового добега $\tau_{ск}$, типа кривых редукции осадков.

Гидроморфометрическая характеристика русла вычисляется по формуле:

$$\Phi_p = \frac{1000L}{m I^{1/3} F^{1/4} (\varphi H_{1\%})^{1/4}}, \quad (3.139)$$

где m — коэффициент, зависящий от шероховатости русла и поймы; L — длина реки, км; I — средневзвешенный уклон реки, ‰.

Время склонового добега устанавливается в зависимости от гидроморфометрической характеристики склонов $\Phi_{ск}$ и типа кривых редукции. Гидроморфометрическая характеристика склона определяется по формуле:

$$\Phi_{ск} = \frac{\xi (1000\bar{I})^{1/2}}{m_1 I_{ск}^{1/4} (\varphi H_{1\%})^{1/2}}, \quad (3.140)$$

где $\bar{L}$ — средняя длина склонов водосбора, км; m_1 — коэффициент, зависящий от шероховатости склонов; $I_{\text{ск}}$ — средний уклон склонов водосбора, ‰.

Тип кривой редукции осадков устанавливают по карте (СН 435—72).

При наличии многолетних наблюдений по бассейнам-аналогам расчетный максимальный расход воды, вычисленный по формуле (3.138), уточняется методом аналогии.

3.6.7. Расчетные расходы при проектировании осушительных систем

Расчетный расход осушительных систем зависит не только от природных гидрологических и почвенных условий данной территории, но и от характера ее хозяйственного использования, который определяет необходимую интенсивность и сроки удаления воды с осушаемой территории.

Поэтому для определения расчетных расходов устанавливают критические периоды стока из условий хозяйственного использования осушаемой площади. При проектировании промышленных предприятий на осушаемой территории за расчетный (критический) принимают период максимальных половодий и летних паводков; при осушении под луга — период летних дождевых вод, так как кратковременное затопление лугов весной можно допустить. Для полевых севооборотов с озимыми культурами осушительную сеть рассчитывают на период максимального весеннего половодья, а для севооборотов без озимых культур — на предпосевной период, так как затопление пахотных угодий весенними водами задержало бы их обработку и посев. При осушении под сады расчетными являются периоды максимального весеннего половодья и дождевых паводков летом. Кроме того, во всех случаях необходим расчет на бытовые меженные воды.

Таким образом, при проектировании осушительных систем расчетными периодами стока являются максимальное весеннее половодье, предпосевной период, соответствующий началу весенних полевых сельскохозяйственных работ, максимальный летне-осенний (дождевой) паводок и межень, продолжающаяся от конца спада весеннего половодья до окончания полевых работ. На основании технико-экономических расчетов или норм проектирования осушительных систем для каждого из этих периодов устанавливают расчетную обеспеченность расхода.

Так, в соответствии с Указаниями по проектированию осушительных систем, составленными институтом «Росгипроводхоз» (1967 г.), обеспеченность расходов весеннего половодья, дождевого паводка и предпосевного паводка для полевых севооборотов равна 10%, обеспеченность расхода дождевого паводка при осушении под луга — 25%; расчетная обеспеченность расхода меженного периода во всех случаях — 50%.

Расчетные максимальные расходы талых и дождевых вод определяют по методике, изложенной в разделах 3.6.4; 3.6.5; 3.6.6.

Расход предпосевного периода соответствует дате начала весенних полевых и сельскохозяйственных работ. При отсутствии ежегодных данных наблюдений косвенным показателем начала весенних полевых работ может служить сумма среднесуточных температур воздуха, считая от даты схода снега. Количественно такой показатель изменяется от 60 до 200°C. Так, по исследованиям В. Ф. Шебеко, в условиях БССР для яровых и озимых зерновых культур $\Sigma t = 60^\circ\text{C}$, для сахарной свеклы 150°C ; по данным Г. П. Кубышкина, для Украинского Полесья $\Sigma t = 200^\circ\text{C}$.

В соответствии с принятой датой начала полевых работ по гидрографу весеннего половодья находят предпосевные расходы воды за каждый год. На основании расходов за ряд лет строят теоретическую кривую обеспеченности, по которой и определяют предпосевной расход расчетной обеспеченности.

В случае отсутствия наблюдений по расходам в период половодья предпосевной расход определяют по методу аналогии или по районным эмпирическим формулам.

Для определения среднего модуля стока предпосевного периода на малых бассейнах рек Белоруссии В. Ф. Шебеко и П. И. Закржевский получили формулу вида:

$$M = A_n B, \quad (3.141)$$

где A_n — физико-географический параметр, определяемый по карте; B — коэффициент, учитывающий влияние площади водосбора, лесистости, заболоченности и озерности;

$$B = \delta_F \delta_1 \delta_2 \delta_T. \quad (3.142)$$

Коэффициент, учитывающий влияние площади водосбора, определяют по формуле:

$$\delta_F = (F_p/200)^{0,16}, \quad (3.143)$$

где F_p — расчетная площадь водосбора.

Влияние залесенности и заболоченности учитывается коэффициентом δ_4 , который вычисляют по формуле:

$$\delta_2 = 1 + \gamma (f_l + f_b), \quad (3.144)$$

где f_l — лесистость, %; f_b — заболоченность бассейна, %; γ — параметр, значение которого для большинства рек БССР близко к 0,03.

Влияние озерности при $(f_l + f_b) < 30\%$ рекомендуется учитывать по зависимостям:

$$\delta_1' = 1 + 0,1 f_{oz}, \text{ если } f_{oz} \leq 6\%, \quad (3.145)$$

$$\delta_1'' = 1,6 - 0,05 (f_{oz} - 6), \text{ если } f_{oz} > 6\%, \quad (3.146)$$

где f_{oz} — озерность бассейна, %.

Коэффициент неодновременности схода снега δ_t определяют по таблице.

Для коэффициента вариации модуля стока предпосевного периода неизученных рек получена зависимость

$$C_v = [1,3 (f'_л - 0,3)^2 + 0,52] \delta'_2, \quad (3.147)$$

где $f'_л$ — относительная залесенность водосбора; δ'_2 — коэффициент, учитывающий влияние заболоченности и определяемый по формуле:

$$\delta'_2 = 1 + 0,5 (f_\beta - 0,25), \quad (3.148)$$

f_β — относительная заболоченность водосбора.

Принимая $C_s = 2C_v$, по кривой обеспеченности находят предпосевную модуль стока заданной обеспеченности.

3.6.8. Минимальный сток и условия его формирования

Минимальный сток формируется в период, когда река переходит на грунтовое питание и когда поверхностный сток полностью прекращается или имеет наименьшее значение.

На реках зон избыточного увлажнения (тундровая и лесная) минимальный сток обычно наблюдается зимой, на реках зоны недостаточного увлажнения — летом. Реки лесостепной зоны с переменным увлажнением (в том числе реки центральных и западных районов европейской части СССР) могут иметь минимальные расходы как летом, так и зимой.

Важнейшими факторами, влияющими на процессы формирования минимального стока и его величину, являются климатические, почвенно-геологические и гидрогеологические. Кроме того, на минимальный сток влияет наличие в бассейне озер, лесов, болот, а также площадь бассейна.

Климат определяет как общий режим реки, так и режим минимального стока. В северной части СССР большое количество выпадающих осадков и сравнительно незначительное испарение обуславливают довольно устойчивый минимальный сток. В южных засушливых районах, где осадков выпадает мало, а испарение велико, минимальные расходы ничтожно малы.

Минимальный сток зависит от грунтового питания рек и факторов, определяющих величину и характер подземного притока, в первую очередь от почвенно-геологических и гидрогеологических условий.

Количество грунтовых вод, накапливающихся в верхних почвенных горизонтах, зависит от свойств почв, их водопроницаемости и удерживающей способности. Рыхлые лесные почвы хорошо задерживают поверхностный сток и способствуют образованию подземных вод под лесом. Поэтому минимальный сток рек с залесенных бассейнов обычно значительно выше, чем с незалесенных.

В зоне неустойчивого и недостаточного увлажнения запасы грунтовых вод в верхних почвенных горизонтах незначительны и основную роль в питании рек играют глубокие подземные воды. В этих районах минимальный сток зависит от глубины эрозионного вреза русла, числа и характера водоносных горизонтов и геологического состава пород. Чем больше водоносных горизонтов вскрывает долина и русло реки и чем они водообильнее, тем выше и устойчивее минимальный сток. Водообильность водоносных горизонтов зависит от геологического состава пород. Рыхлые и пористые породы (песчаники, известняки, галечники) создают благоприятные условия для аккумуляции подземных вод, а плотные и кристаллические (глины, граниты, гнейсы и др.), наоборот, уменьшают инфильтрацию воды и аккумулирующую емкость бассейна.

Наземными аккумуляторами стока являются озера и отчасти болота. Озера повышают минимальный сток. Так, в озерных бассейнах Карельской АССР минимальные модули стока составляют 2...1,5 л/(с·км²), а на реках, не имеющих озерного регулирования, менее 0,5 л/(с·км²).

Влияние болот на минимальный сток зависит от типа болот и глубины залегания грунтовых вод. Реки, вытекающие из низинных болот, где уровень грунтовых вод близок к поверхности, имеют более высокий минимальный модуль по сравнению с незаболоченными реками. Наличие в бассейне верховых болот со значительной глубиной залегания грунтовых вод приводит к уменьшению минимального стока.

С увеличением площади водосбора, как правило, увеличивается минимальный сток, так как усиливается глубина эрозионного вреза русла и, следовательно, увеличивается его аккумулирующая способность. В районах с неоднородным геологическим строением и разнообразными условиями подземного питания наблюдается не прямая, а обратная связь минимального модуля стока от площади водосбора.

Зональность в распределении минимального стока. Минимальный сток находится в большой зависимости от различных местных факторов, однако по мере увеличения площади водосбора влияние их сглаживается и минимальный сток определяется главным образом климатическими факторами и запасами грунтовых вод.

В связи с этим в распределении минимального стока наблюдается закон географической зональности, что дает возможность построения карт изолиний среднемесячных значений минимального стока. Такие карты для больших и средних бассейнов составлены В. А. Урываевым, Б. В. Поляковым, Л. Н. Поповым и др.

Наиболее обоснованы карты, составленные ГГИ в 1966 г. В соответствии с этими картами норма месячного (30-суточного) минимального стока изменяется для летнего периода от 10...8 л/(с·км²) на севере европейской части СССР и

20...15 л/(с·км²) на Северном Урале до 0,5...0 л/(с·км²) на юге и юго-востоке. Норма зимнего минимального стока изменяется от 3...2 л/(с·км²) на севере европейской части СССР до 0,25...0 л/(с·км²) на юге и юго-востоке.

На малых бассейнах основная роль в формировании минимального стока принадлежит местным физико-географическим факторам. Поэтому минимальный модуль стока на малых бассейнах изменяется в больших пределах.

Пересыхание и промерзание рек. В период минимального стока река питается только грунтовыми водами. Когда поверхностный сток практически отсутствует столь длительный период, что подземные запасы воды, питающие реку, могут истощиться, река пересыхает, а зимой промерзает. Следовательно, в ряде случаев минимальный сток падает до нуля. Пересыхание характерно для весьма малых рек с неглубоким врезом русла и поэтому не дренирующих основные водоносные горизонты.

По мере перехода от северных увлажненных районов к южным засушливым осадки уменьшаются, а глубина залегания грунтовых вод увеличивается. В таком же направлении увеличиваются площадь бассейнов пересыхающих рек и продолжительность бессточного периода.

В лесной зоне, где грунтовые воды стоят высоко, систематически пересыхают реки с очень малыми водосборами (1...10 км²) и эпизодически со средними водосборами (сотни квадратных километров).

Пересыхание почти ежегодно наблюдается на реках южной части степной зоны. В бассейне нижнего Днепра и Южного Буга отмечено пересыхание рек с площадями водосбора 3 000...10 000 км² (например, р. Орель), в Заволжье — с площадью водосбора до 9 000 км² (р. Большой и Малый Узень и др.). Наибольшую продолжительность пересыхания имеют реки Прикаспийской низменности, степных и полупустынных районов Казахстана.

Промерзание рек связано не только с истощением запасов грунтовых вод, но и с увеличением толщины льда, перекрывающего живое сечение малых рек. Изменение толщины льда зависит от климата. Поэтому пределы площадей водосборов промерзающих рек имеют зональное изменение и увеличиваются с юго-запада на северо-восток. Так, на севере европейской части СССР (Ленинградская область) систематически промерзают реки с площадью водосбора 50...100 км², а эпизодически и до 1 000 км². На Урале промерзание рек с площадями водосбора до 100 км² наблюдается почти ежегодно. В зоне вечной мерзлоты Восточной Сибири и Дальнего Востока промерзают многие крупные реки, например р. Бытантой у устья ($F=40\,000$ км²), р. Индигирка у пункта Майор-Крест ($F=172\,000$ км²), р. Яна ниже впадения р. Бытантой ($F=200\,000$ км²) и др.

3.6.9. Расчет минимального стока

Определение расчетных минимальных расходов воды при наличии гидрометрических данных. Эти расходы необходимо определять для обеспечения бесперебойного водоснабжения, орошения и обводнения, для целей судоходства, энергетического использования рек. За критерий при назначении расчетного минимального расхода реки принимают его ежегодную обеспеченность; при проектировании гидростанций — 90%, орошения — 85%, хозяйственно-питьевого водоснабжения — 95% и т. д.

Для определения расчетного минимального расхода используют данные наблюдений по стоку за зимний и летне-осенний периоды. Расчет ведут по среднемесячным расходам, по средним за 30 сут с наименьшим стоком или по среднесуточным.

Среднемесячные расходы рекомендуется использовать для расчета в том случае, когда меженный период продолжительный и устойчивый (длится не менее двух месяцев и в течение этого времени на реке нет паводков).

Минимальные расходы, средние за 30 сут, с наименьшим стоком используются при короткой и прерывистой межени. Короткой считают межень продолжительностью меньше двух месяцев; прерывистой — если она прерывается паводками.

Минимальный 30-суточный некалендарный сток определяют так: строят гидрографы стока исследуемой реки по годам за весь период наблюдений; на каждом гидрографе выделяют участок продолжительностью 30 сут с наименьшими расходами воды и по таблице ежедневных расходов воды производят подсчет среднего расхода воды за выбранный период. Минимальные 30-суточные расходы воды всегда меньше или равны среднемесячным календарным расходам воды.

При наличии гидрометрических наблюдений расчетные минимальные расходы определяют по теоретической кривой обеспеченности.

Параметры кривой обеспеченности минимальных расходов воды $\bar{Q}_{\min}$, C_v и C_s вычисляют методами моментов и графоаналитическим методом. При использовании метода моментов параметр C_s находят путем подбора, исходя из условия наилучшего соответствия теоретической кривой обеспеченности фактическим данным. Обеспеченность наблюденных минимальных расходов воды вычисляют по формуле (3.11). Параметры кривой обеспеченности проверяют по формулам (3.34) и (3.35). Если среднеквадратическая ошибка среднего значения ряда минимальных расходов ($\bar{Q}_{\min}$) составляет не более $\pm 15\%$, данные наблюдений считаются достаточно надежными.

Теоретическую кривую обеспеченности минимальных расходов строят на основании биномиальной кривой распределения или кривых трехпараметрического гамма-распределения. Для пересыхающих и перемерзающих рек расчетные минимальные

расходы воды находят по эмпирической кривой обеспеченности.

При недостаточности данных гидрометрических наблюдений параметры кривой обеспеченности минимального стока приводят к многолетнему периоду по рекам-аналогам аналитическим или графическим методом. Каждый из этих методов основывается на относительно тесной связи стока в исследуемом и аналогичном бассейнах. Поэтому при выборе аналога особое внимание уделяют сходству гидрогеологических условий и близости размеров бассейнов рассматриваемых рек.

Определение расчетных минимальных расходов воды при отсутствии или недостаточности гидрометрических данных. Данные наблюдений считаются недостаточными, если по объему и качеству они непригодны для статистических расчетов даже с использованием метода гидрологической аналогии.

Процесс формирования минимального стока на малых реках имеет ряд особенностей, поэтому расчет минимальных расходов для них отличается от расчета для средних рек. Деление рек на малые и средние в расчетах минимального стока зависит от географического положения реки (района) и типа определяемого минимума (летне-осенний или зимний).

В Указаниях (СН 435—72) приведены карты районирования территории СССР по минимальному стоку малых рек за летне-осенний и зимний периоды, а также дана таблица наибольших площадей бассейнов малых рек по районам (табл. 3.9).

3.9. Наибольшие площади бассейнов малых рек, км²

Районы по картам	Летне-осенний период	Зимний период
А	1 200	1 200
Б	1 500	1 500
В	2 000	1 800
Г	2 500	2 000
Д	5 000	2 500
Е	10 000	5 000

К средним относятся реки с площадью бассейна, превышающей указанную в таблице 3.9, но не больше 75 000 км². К малым относятся реки с площадью бассейна, не превышающей приведенную в таблице.

Расчетные минимальные расходы для средних бассейнов находят следующим образом.

По картам изолиний определяют минимальный 30-суточный модуль стока 80%-ной обеспеченности для центра тяжести бассейна путем интерполяции между изолиниями. Точность определения минимального стока по картам изолиний составляет в среднем от $\pm 10\%$ в увлажненных районах до $\pm 20\%$ в районах недостаточного увлажнения и в горных областях. Карты не могут быть применимы для озерных бассейнов и для водосборов с ярко выраженным карстом.

Для горной территории Средней Азии модули минимального 30-суточного стока обеспеченностью 80% приведены в таблице в зависимости от района и средней высоты водосбора.

Значение минимального 30-суточного модуля стока M_{80} переводим в 30-суточный расход ($\text{м}^3/\text{с}$) обеспеченностью 80%

$$Q_{80\%} = M_{80} F / 1000. \quad (3.149)$$

Минимальный расход расчетной обеспеченности равен

$$Q_p = Q_{80\%} \lambda_p, \quad (3.150)$$

где λ_p — переходный коэффициент от обеспеченности 80% к другой обеспеченности. Значение λ_p приведено в таблице 3.10.

3.10. Переходные коэффициенты λ_p

Районы по карте	$p, \%$					
	75	80	85	90	95	97
I	1,04	1,0	0,94	0,87	0,80	0,75
II	1,04	1,0	0,93	0,70	0,60	0,45
Для эпизодически пересыхающих или промерзающих рек	1,20	1,0	0,75	0,45	0,15	0,00

Минимальный среднемесячный 80%-ной обеспеченности расход в истоке реки, вытекающей из озера, определяется по формуле:

$$Q_{\text{оз.мес. 80\%}} = 0,7 Q_{\text{з.мес. 80\%}} + 0,26 \beta Q_0, \quad (3.151)$$

где $Q_{\text{з.мес. 80\%}}$ — минимальный 30-суточный (месячный) зимний расход воды неозерной реки 80%-ной обеспеченности (средней или малой реки); Q_0 — норма годового стока; β — относительный объем озера, вычисляемый по формуле: $\beta = W_s / W$; W_s — объем озера в пределах многолетней амплитуды колебания уровня воды; W — среднемноголетний годовой приток в озеро.

Для малых бассейнов минимальный 30-суточный расход 80%-ной обеспеченности определяется по эмпирической формуле:

$$Q_{80\%} = 10^{-3} a (F + f_0)^n, \quad (3.152)$$

где $Q_{80\%}$ — минимальный 30-суточный расход воды 80%-ной обеспеченности для зимнего или летне-осеннего периода, $\text{м}^3/\text{с}$; a, n, f_0 — параметры, определяемые в зависимости от географических районов.

Минимальные расходы воды другой обеспеченности определяют по формуле $Q_p = Q_{80\%} \lambda_p$.

Минимальный среднесуточный расход воды различной обеспеченности определяют по зависимости:

$$Q'_p = \lambda_p Q'_{80\%}, \quad (3.153)$$

где $Q'_{80\%}$ — минимальный суточный расход воды 80%-ной обеспеченности;

$$Q'_{80\%} = K Q_{80\%}, \quad (3.154)$$

$Q'_{80\%}$ — минимальный 30-суточный расход воды 80%-ной обеспеченности для средних или малых рек; K — переходный коэффициент.

3.7. РЕЧНЫЕ НАНОСЫ

3.7.1. Общие сведения о двухфазных потоках

Водный поток, транспортирующий наносы, — двухфазный поток, то есть движущаяся среда, состоящая из жидкой и твердой фаз. Речные потоки и потоки в неукрепленных руслах каналов могут быть двухфазными только при определенных соотношениях между гидродинамическими параметрами потока и твердой фазы.

Для первоначального нарушения равновесия частиц наносов, лежащих на дне, и их передвижения поток должен достигнуть определенной скорости. Отрыв частиц грунта и их подъем — переход во взвешенное состояние — зависит от размеров частиц, их формы и плотности, а также от взаимного расположения (сопряжения) частиц на дне.

В зависимости от форм передвижения потоком различают *взвешенные, влекомые и донные наносы*. Наносы, перемещаемые водным потоком в придонном слое скольжением, перекатыванием или сальтацией, называются *влекомыми*. Скольжение наносов начинается после первых подвижек наносов. По мере увеличения скорости начинается перекатывание и сальтация (перебрасывание наносов на короткие расстояния в придонном слое водного потока).

В зависимости от участия наносов в формировании русл и их элементов различают *руслоформирующие* и *транзитные (неруслоформирующие) наносы*. К первым относятся наносы более крупных фракций, которыми сформированы русла и донные отложения. За наименьший диаметр руслоформирующих фракций наносов принимают диаметр частиц, меньше которых в донных отложениях содержится не более 5...8% общей массы. Донные отложения также находятся в движении. Для транзитных наносов характерны мелкие фракции, переносятся они потоком во взвешенном состоянии на большие расстояния по длине потока. Транзитные наносы могут откладываться в водохранилищах, в поймах рек во время половодий и паводков и формировать верхние горизонты пойм, а также острова. Наносы, формирующие речное русло, пойму и ложе водоема (водохранилища) и находящиеся во взаимодействии с водными массами, называются *донными наносами*.

На равнинных реках к руслоформирующим наносам относят частицы размером крупнее 0,05 мм.

Мутность воды и плотность наносов. Для оценки степени насыщения потока наносами используется понятие «мутность воды» — отношение количества наносов к объему смеси воды с наносами. Равнозначные термины — «консистенция», «концентрация» — чаще применяются в гидромеханизации. Различают *массовую* и *объемную* мутность. Объемный расход двухфазного потока (расход гидросмеси)

$$Q_{\text{см}} = Q_{\text{н}} + Q,$$

где Q_n — объемный расход твердой фазы; Q — объемный расход жидкой фазы (воды).

Соответствующий массовый расход

$$\rho_{см} Q_{см} = \rho_n Q_n + \rho Q,$$

где $\rho_{см}$ — плотность гидросмеси, кг/м^3 ; ρ_n — плотность твердой фазы (наносов), кг/м^3 ; ρ — плотность воды, кг/м^3 (при температуре $3,98^\circ\text{C}$ и атмосферном давлении $101\,325\text{ Па}$ $\rho = 1\,000\text{ кг/м}^3$).

Заменив в последнем выражении $Q = Q_{см} - Q_n$, получим

$$\rho_{см} Q_{см} = \rho_n Q_n + \rho Q_{см} - \rho Q_n.$$

Отсюда, учитывая, что удельный вес есть произведение плотности на ускорение свободного падения,

$$Q_n/Q_{см} = (\rho_{см} - \rho)/(\rho_n - \rho) = (\gamma_{см} - \gamma)/(\gamma_n - \gamma), \quad (3.155)$$

где $\gamma_{см}$ — удельный вес гидросмеси, Н/м^3 ; γ_n — удельный вес наносов, Н/м^3 ; γ — удельный вес воды, Н/м^3 .

Последнее отношение представляет объемную (относительную) расходную мутность или концентрацию двухфазного потока. Применительно к движению речных потоков без заметной погрешности можно принять $Q_{см} = Q$, тогда объемная мутность выразится отношением Q_n/Q . Выше массовый расход взвешенных наносов был обозначен через G_n , поэтому $G_n = \rho_n Q_n$. Следовательно, средняя мутность всего потока

$$\rho_{м.ср} = G_n/Q = \rho_n Q_n/Q.$$

В среднем для речных наносов $\rho_n \approx 2\,650\text{ кг/м}^3$ (в плотном теле). Соответственно удельный вес $\gamma_n = \rho_n g = 2\,650 \cdot 9,81 = 26 \cdot 10^3\text{ Н/м}^3$. Величина $\gamma_n - \gamma$ представляет удельный вес наносов в воде, равный $16 \cdot 10^3\text{ Н/м}^3$ (при плотности воды $\rho = 1\,000\text{ кг/м}^3$). Выражение $(\gamma_n - \gamma)/\gamma = a$ — относительный удельный вес наносов в воде: $a \approx 1,65$.

В гидрологии используется также понятие «плотность отложений $\rho_{отл}$ скелета грунта» (например, при расчете заиления водохранилищ).

По исследованиям Г. А. Петуховой, выполненным под руководством А. В. Караушева, $\rho_{отл}$ изменяется от $0,7$ (илы тонкие) до $2,2\text{ т/м}^3$ (галька с гравием). На величину $\rho_{отл}$ влияют вид грунта, его гранулометрический состав и содержание в отложениях органических веществ. Связь между $\rho_{отл}$ и ρ_n следующая: $\rho_{отл} = \rho_n (1 - n)$, где n — отношение объема пор грунта к его объему, называемое *пористостью грунта*. Величина $n/(1 - n)$ — отношение объема пор грунта к объему, занимаемому частицами грунта, и называется *коэффициентом пористости*.

Геометрическая и гидравлическая крупность наносов. Частицы наносов имеют сложную форму, сравнительно близкую к форме шара. Поэтому за геометрический размер (крупность)

отдельной частицы принимают эквивалентный ей диаметр

$$d_3 = \sqrt[3]{6W/\pi},$$

где W — объем частицы.

Для количественной характеристики смеси наносов проводится их механический анализ. Если по горизонтальной оси координат отложить диаметры фракций, а по вертикальной — количество наносов (массу) p (%) всех фракций, до данной фракции включительно, то получим кривую (интегральную), которая называется *кривой гранулометрического состава наносов*. В качестве характеристик наносов используют среднюю крупность частиц, средневзвешенную крупность d_0 , медианную крупность d_{50} (при обеспеченности $p=50\%$ по кривой гранулометрического состава), коэффициент разнородности (разнозернистости) грунта.

Крупность d_0 определяется по формуле:

$$d_0 = \sum d_i p_i / 100,$$

где d_i — среднеарифметическая крупность i стандартной фракции, мм; p_i — процентное содержание i -й фракции по массе в составе пробы грунта.

По предложению А. П. Юфина, за коэффициент разнородности грунта принимают $j = d_{90}/d_{10}$, где d_{10} и d_{90} — крупности частиц грунта, соответствующие обеспеченности $p=10\%$ и $p=90\%$.

На взвешивание, транспорт и осаждение наносов существенное влияние оказывают плотность частиц и их форма. Частица наносов при погружении ее в неподвижную воду в начальный момент опускается с ускорением. Так как сопротивление движению частицы в жидкости увеличивается с возрастанием скорости, то наступает сравнительно быстро равенство между силой сопротивления движению частицы и ее весом в воде, и частица будет опускаться равномерно, то есть с постоянной скоростью w . Скорость равномерного падения твердых частиц в неподвижной воде называется *гидравлической крупностью*. В турбулентном потоке осаждение твердых частиц происходит медленнее, чем в неподвижной жидкости.

В зависимости от скорости w , диаметра частиц d и кинематического коэффициента вязкости среды (воды) ν режимы осаждения (режимы обтекания частиц) могут быть *ламинарным, переходным и турбулентным*. Критерием режимов является число Рейнольдса $Re_d = wd/\nu$.

При ламинарном равномерном режиме осаждения частиц шаровой формы справедливо равенство:

$$3\pi d \mu w = \pi d^3 (\gamma_n - \gamma) / 6, \quad (3.156)$$

где μ — коэффициент динамической вязкости жидкости.

Левая часть уравнения (3.156) есть сопротивление движению шара в жидкости, выраженное формулой Д. Стокса, пра-

вая — вес частицы в воде. Отсюда получаем формулу для гидравлической крупности:

$$w = d^2 (\gamma_n - \gamma) / 18\mu. \quad (3.157)$$

Эта формула справедлива при $Re_d \leq 2$.

При турбулентном равномерном режиме осаждения частиц справедливо равенство:

$$C_y \frac{\rho w^2}{2} - \frac{\pi d^2}{4} = (\gamma_n - \gamma) \frac{\pi d^3}{6}, \quad (3.158)$$

где C_y — коэффициент гидродинамического сопротивления.

Отсюда получим формулу:

$$w = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{1}{\sqrt{C_y}} \sqrt{\frac{(\gamma_n - \gamma) d}{\rho}} = \frac{1,16}{\sqrt{C_y}} \sqrt{\left(\frac{\rho_n}{\rho} - 1\right) g d}. \quad (3.159)$$

При турбулентном режиме обтекания шара $C_y \approx 0,5$. Поэтому формулу (3.159) перепишем в виде:

$$w = 1,63 \sqrt{\left(\frac{\rho_n}{\rho} - 1\right) g d}. \quad (3.160)$$

Сопоставив формулы (3.157) и (3.158), получим выражение для коэффициента сопротивления при ламинарном осаждении частиц:

$$C_y = 24/Re_d. \quad (3.161)$$

Поэтому формулу (3.159) можно рассматривать как общую с переменным значением C_y , зависящим от числа Рейнольдса Re_d . Очевидно, что, подставив коэффициент C_y , выражаемый формулой (3.161), в уравнение (3.159), получим формулу (3.157) при ламинарном осаждении частиц.

На гидравлическую крупность влияет форма частиц, поэтому числовой коэффициент в формуле (3.160) может иметь другое значение. За критерий формы частицы принимают отношение квадрата эквивалентного диаметра d_s частицы к произведению длины на ширину частицы. Для частиц, кроме плоских, можно принять $d_s = (a + b + c)/3$, где a , b , c — соответственно длина, ширина и толщина частицы. Влияние формы частицы на гидравлическую крупность исследовали В. В. Романовский, В. К. Дебольский и др. При отсутствии сведений о форме частиц речных наносов в формуле (3.160) вместо числа 1,63 можно принять 1,22.

В зависимости от степени насыщения воды наносами различают осаждение наносов *нестесненное* (свободное) и *стесненное*. Если частицы при их выпадении не взаимодействуют друг с другом, такое осаждение наносов называется нестесненным, или свободным. При больших мутностях частицы взаимодействуют между собой. Такое осаждение наносов называется стесненным.

Гидравлические крупности частиц при стесненном осаждении меньше, чем при нестесненном.

В качестве критерия, определяющего форму движения наносов, М. А. Великанов, Н. А. Михайлова и другие исследователи принимают соотношение между гидравлической крупностью w и вертикальной составляющей пульсационной скорости u'_y (низкочастотной). При $w \approx u'_y$ — частицы сальтируют. При $w \ll u'_y$ частицы находятся во взвешенном состоянии и при $w \gg u'_y$ — перекатываются, не отрываясь от дна.

3.7.2. Движение взвешенных наносов

Так как взвешивание и транзит наносов зависят от турбулентной структуры потока, местная мутность ρ_m под влиянием турбулентного перемешивания непрерывно изменяется. Колебание мутности во времени называется *пульсацией мутности*. Амплитуда пульсаций может быть значительной. Это объясняется тем, что в потоке происходит одновременно взвешивание и осаждение наносов, обусловленное сложностью изменения вертикальной составляющей пульсационной скорости. Если процесс взвешивания преобладает над процессом осаждения наносов, дно потока размывается. Пульсирующие изменения мутности часто бывают связаны с отделением донных наносов от морфологических элементов русла. По результатам измерений мутности в точках живого сечения могут быть построены *изолинии мутностей*.

Распределение мутности по вертикали. Горизонтальная составляющая пульсационной скорости имеет наибольшее значение у дна потока. Это создает благоприятные условия для отрыва частиц от дна. Наибольшие продольные пульсационные скорости у дна (точнее на верхней границе придонного слоя) примерно в 2 раза больше вертикальных пульсационных скоростей [на глубине от дна $y = (0,18 \dots 0,20) h$]. У поверхности воды продольные и вертикальные составляющие пульсационных скоростей примерно равны. Такой характер изменения вертикальных пульсационных скоростей обуславливает изменение мутности по вертикали, при котором вероятность поступления взвешенных частиц в толщу потока уменьшается с ростом y . У дна потока мутность наибольшая, у свободной поверхности воды —

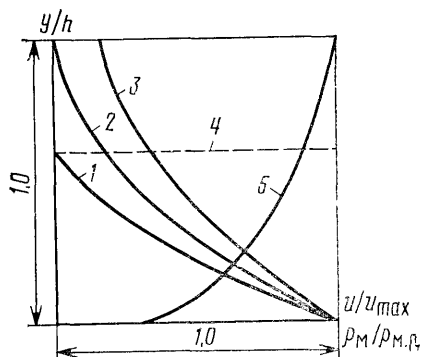


Рис. 3.28. Изменение мутности и скорости по вертикали (схематические графики в безразмерных координатах):

1, 2, 3 — профили мутности при d_1, d_2, d_3 ($d_1 > d_2 > d_3$); 4 — поголовок взвешивания наносов; 5 — профиль скорости.

ти у дна (точнее на верхней границе придонного слоя) примерно в 2 раза больше вертикальных пульсационных скоростей [на глубине от дна $y = (0,18 \dots 0,20) h$]. У поверхности воды продольные и вертикальные составляющие пульсационных скоростей примерно равны. Такой характер изменения вертикальных пульсационных скоростей обуславливает изменение мутности по вертикали, при котором вероятность поступления взвешенных частиц в толщу потока уменьшается с ростом y . У дна потока мутность наибольшая, у свободной поверхности воды —

наименьшая. Однако тяжелые частицы (более крупные) могут подняться в потоке только до некоторой ограниченной высоты. Поэтому введено понятие «*потолка взвешенных наносов*».

Термин «потолок наносов» следует понимать лишь в статистическом смысле, так как отдельные сравнительно крупные частицы вследствие крупномасштабной турбулентности потока могут подниматься и до свободной поверхности потока. На рисунке 3.28 схематично показано изменение относительной мутности $\rho_m/\rho_{m.d}$ по глубине (безразмерной), где $\rho_{m.d}$ — мутность в придонной области. На поверхности воды мутность может иметь нулевое и конечное значения, а при крупных наносах потолок наносов располагается ниже свободной поверхности воды (см. рис. 3.28 при $d=d_1$). На рисунке 3.28 схематично показана также безразмерная эпюра скоростей. От поверхности воды ко дну скорость убывает, а мутность ρ_m возрастает. Изучению распределения мутности на вертикали посвящены исследования М. А. Великанова, В. М. Маккавеева, А. В. Караушева, К. И. Россинского и др. Приведем формулу М. А. Великанова:

$$\rho_m/\rho_{m.d} = [(1-y/h)/(1+y/\Delta)]^{w/ku_*}. \quad (3.162)$$

где Δ — абсолютная шероховатость дна.

Параметр логарифмического профиля скоростей следует определять по формуле (2.16). Однако k убывает с ростом концентрации наносов, поэтому k_{min} в формуле (2.16) может быть меньше 0,3. Как видно из формулы (3.162), при $y=0$ $\rho_m=\rho_{m.d}$. При $y=h$ $\rho_m=0$, что соответствует кривой 2 на рисунке 3.28 при $d=d_2$.

Так как пульсационные скорости зависят от u_* , то отношение гидравлической крупности w к динамической скорости u_* , входящее в показатель правой части формулы (3.162), может характеризовать формы движения наносов. И. К. Никитин установил, что донное влечение наносов происходит при $w/u_* > 3.15$. При $3.15 \geq w/u_* \geq 0.05$ наблюдаются взвешенные руслоформирующие наносы, а при $w/u_* < 0.05$ — взвешенные транзитные наносы.

Вертикальные пульсационные скорости направлены вверх и вниз, поэтому частицы наносов могут подниматься и опускаться в разные моменты времени. Попадая в придонную область, частицы могут оказывать влияние на формирование русла. В этом смысле применяют термин «*взвешенные руслоформирующие наносы*». Более крупные, вступающие в контакт с дном частицы движутся с меньшими скоростями, чем вода. Мелкие взвешенные частицы движутся примерно с той же скоростью, что и жидкая фаза. Под влиянием перемещающихся в потоке наносов, согласно А. П. Юфину, интенсивность турбулентности уменьшается, происходит некоторое ее затухание. Поток, перегруженный мелкими фракциями и коллоидными частицами, ла-

минаризируется, вследствие чего снижается турбулентный обмен. Такой поток менее активно захватывает русловые наносы.

Транспортирующая способность потока. Транспорт взвешенных наносов обусловлен способностью потока поднимать наносы со дна и поддерживать их во взвешенном состоянии. Первый фактор обусловлен подъемной силой потока, второй — интенсивностью турбулентного перемешивания. При определенных гидравлических элементах потока и характеристиках наносов возникает некоторое равновесие между процессами поступления наносов в поток и их осаждением. В результате поток переносит транзитом определенное количество наносов на большие расстояния по длине русла. Предельный расход наносов определенной гидравлической крупности, отвечающий условию равновесия процессов размыва и осаждения при данном гидравлическом режиме потока, называется *транспортирующей способностью потока*. Чем больше скорость потока v и чем меньше гидравлическая крупность наносов ω , тем больше транспортирующая способность потока. Она уменьшается с ростом глубины, так как вероятность подъема частиц на большие высоты в толще потока меньше. Наиболее существенным фактором является скорость потока.

Если предельный расход наносов поделить на расход воды, получим *предельную мутность*, также характеризующую транспортирующую способность потока. Однако наилучшим образом транспортирующую способность потока характеризует *произведение* средней мутности потока на его среднюю скорость, то есть $\rho_{м. ср. об} v$.

Хотя содержание взвешенных наносов в речных потоках изменяется в больших пределах от 10 г/м^3 (на Волге в межень) до 40 кг/м^3 (на Хуанхэ в паводок), найдена общая закономерность для определения транспортирующей способности потока. М. А. Великанов, а затем С. Х. Абальянц, К. И. Россинский и др. установили, что существует линейная связь между средней объемной (относительной) мутностью $\rho_{м. ср. об}$ и безразмерным критерием $v^3/(gh_{ср}\omega_{ср})$. Следовательно,

$$\rho_{м. ср. об} = \beta v^3 / (gh_{ср}\omega_{ср}), \quad (3.163)$$

где β — безразмерный параметр.

Формулу (3.163) запишем в виде:

$$\rho_{м. ср. об} = \beta F_r v / \omega_{ср}, \quad (3.164)$$

где F_r — число Фруда.

Следовательно, объемная мутность, нормированная по числу Фруда, $\rho_{м. ср. об}/F_r$ пропорциональна отношению средней скорости потока к средней гидравлической крупности. Из формулы (3.164) следует, что два динамически подобных потока имеют одинаковую транспортирующую способность, если равны и отношения $v/\omega_{ср}$. Параметр β в формуле (3.163) не является

постоянной величиной; его желательно вычислять по натурным данным. Для этого следует предварительно построить график по координатам $\rho_{\text{м. ср. об}}$ и $v^3/(gh_{\text{ср}}\omega_{\text{ср}})$ (рис. 3.29). Если связь линейная, то тангенс угла наклона линии к горизонтальной оси и есть параметр β . При обобщении опытных данных по многим рекам диапазоны величин, откладываемых по осям, оказываются очень большими. В этом случае строится логарифмическая анаморфоза функции (3.163).

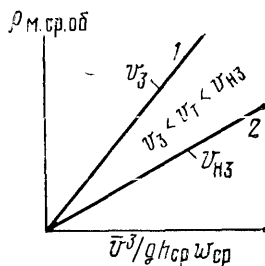


Рис. 3.29. Связь (в общем виде) относительной мутности потока с безразмерным параметром $v_3/(gh_{\text{ср}}\omega_{\text{ср}})$.

Наличие линий 1 и 2 (рис. 3.29) свидетельствует о нарушении однозначности связи. Одна из причин — более интенсивное поступление наносов с водосбора во время подъема половодья, чем при спаде. Питание наносами на спаде ограничивается еще образованием отмостки дна. В первую очередь приходят в движение и уносятся потоком более мелкие частицы. Оставшиеся на дне более крупные частицы укрепляют дно и способствуют тем самым ограничению дальнейшего насыщения потока наносами. На рисунке 3.29 видно, что при одном и том же параметре, отложенном по горизонтальной оси, можно получить два различных значения $\rho_{\text{м. ср. об}}$ (по линиям 1 и 2). При большем значении $\rho_{\text{м. ср. об}}$ создаются условия для осаждения наносов вследствие перегрузки потока наносами, и наносы откладываются на дне. При меньшем значении $\rho_{\text{м. ср. об}}$ поток недогружен наносами, и он размывает дно. Такое истолкование смысла верхней (1) и нижней (2) огибающих линий связи дал К. И. Россинский. Скорость, при которой начинается выпадение наносов и заиление дна потока, называют *заиляющей* v_3 . Скорость, при которой наносы поддерживаются потоком во взвешенном состоянии и происходит первоначальное нарушение равновесия частиц на дне, называют *незаиляющей* $v_{\text{нз}}$. Если скорость v лежит в пределах $v_3 < v < v_{\text{нз}}$, ее можно назвать *транспортирующей скоростью* взвешенных наносов.

Для ирригационных каналов С. Х. Абальянц получил $\beta = 6,8 \cdot 10^{-5}$.

Используя данные К. И. Россинского для рек, Л. И. Викулова нашла, что для верхней огибающей (внешнее питание реки наносами — с поверхности бассейна) $\beta_3 = 9,1 \cdot 10^{-5}$, для нижней огибающей (внутреннее питание реки наносами — со своего русла) $\beta_{\text{нз}} = 0,45 \cdot 10^{-5}$.

Если в формулу (3.163) ввести вместо $\rho_{\text{м. ср. об}}$ среднюю мутность потока $\rho_{\text{м. ср}}$ (кг/м^3) и принять размерности v в м/с, $h_{\text{ср}}$ в м, $\omega_{\text{ср}}$ в м/с, g в м/с², то для этой формулы получим размерные коэффициенты (кг/м^3): 0,18 по С. Х. Абальянцу; 0,24 и 0,012 по К. И. Россинскому.

3.7.3. Расчет годового стока взвешенных наносов

Эрозия и сток наносов формируются под влиянием следующих факторов: климатических (соотношение тепла и влаги); гидрологических (годовой сток воды и его внутригодовое распределение); геоморфологических (уклоны водосборов, густота овражно-балочной сети, высотное положение базисов эрозии); антропогенных (инженерная деятельность человека по использованию водных, земельных, лесных ресурсов и пр.).

Главные расчетные параметры годового стока взвешенных наносов — среднегодовой расход наносов G_n , среднегодовая мутность $\rho_{м. ср}$, годового стока наносов W_n , модуль годового стока наносов M_n .

Количество наносов (в единицах массы), поступающих с единицы площади водосбора в единицу времени, называется *модулем стока наносов*:

$$M_n = \frac{G_n}{F} = \frac{\rho_{м. ср} Q}{F} = \rho_{м. ср} M.$$

Отношение $M_n/M_{n0} = K_n$ называют модульным коэффициентом стока взвешенных наносов.

При наличии гидрометрических данных (не менее чем за 20 лет) норму стока наносов вычисляют как среднее значение из всего ряда наблюдений. При более коротком ряде используется связь $G_n = G_n(Q)$ для удлинения ряда. При малом периоде наблюдений G_{n0} определяют приближенно по формуле:

$$G_{n0} = Q_0 G_{н. ср} / Q_{ср}, \quad (3.165)$$

где Q_0 — норма расхода воды; $Q_{ср}$, $G_{н. ср}$ — соответственно средние расходы воды и наносов за ограниченный период наблюдений.

Сток взвешенных наносов заданной обеспеченности вычисляется в следующем порядке. С эмпирической кривой обеспеченности годового стока наносов снимают значения G_n при обеспеченностях 5, 50, 95% и подсчитывают коэффициент скошенности S по формуле такого же вида, как (3.44).

Коэффициент вариации равен

$$C_{vн} = \sigma_n / G_{n0},$$

где σ_n — среднеквадратическое отклонение годового стока взвешенных наносов; $\sigma_n = (G_{н5} - G_{н95}) / (\Phi_5 - \Phi_{95})$, $\Phi_5 - \Phi_{95}$ — разность нормированных ординат биномиальной кривой обеспеченности при подсчитанном коэффициенте скошенности.

Среднегодовое количество стока взвешенных наносов

$$G_{н0} = G_{н50} - \sigma_n \Phi_{50},$$

где $G_{н50}$ — среднегодовое количество стока взвешенных наносов при обеспеченности $p=50\%$; Φ_{50} — нормированная ордината биномиальной кривой при обеспеченности $p=50\%$ и подсчитанном коэффициенте S .

Годовые расходы взвешенных наносов при заданной обеспеченности вычисляют по формуле:

$$G_{np} = G_{n50} - \sigma_n \Phi(p, S),$$

где $\Phi(p, S)$ — нормированная ордината биномиальной кривой обеспеченности при заданном p и S .

При отсутствии гидрометрических данных можно воспользоваться Картой средней мутности рек СССР и Картой модуля стока взвешенных наносов рек СССР. Первая карта предпочтительнее. Могут быть использованы результаты исследования связей нормы модуля годового стока взвешенных наносов с нормой модуля стока воды. Такие уравнения получены для европейской части СССР, Сибири, Средней Азии. Этому предшествовала работа ГГИ по эрозионному районированию территории СССР. Всего было выделено 29 эрозионных районов. Для этих же районов (кроме территории Средней Азии) получены формулы для вычисления коэффициентов вариации годового стока взвешенных наносов C_{vh} . Например, для всех районов европейской территории СССР формула имеет вид:

$$C_{vh} = 3C_v - 0,5, \quad (3.166)$$

где C_v — коэффициент вариации годового стока (воды).

Коэффициент асимметрии годового стока взвешенных наносов вычисляют по формуле: $C_{sh} = 2C_{vh}$.

При известных параметрах G_{n0} , C_{vh} и C_{sh} строят кривую обеспеченности и определяют среднегодовой расход наносов заданной обеспеченности.

Изменение стока наносов по территории СССР. Полное представление о распределении стока взвешенных наносов дают карты, составленные ГГИ: Карта средней мутности рек СССР; Карта модуля стока взвешенных наносов рек СССР.

На территории СССР выделено 13 зон мутности. Каждой зоне соответствует определенный интервал мутности. Общая амплитуда мутности для всей территории составляет $\rho_{m, cp} \approx 10 \dots 10\,000$ г/м³.

Первой зоне соответствует $\rho_{n, cp} < 10$ г/м³. Эта мутность наблюдается в реках тундры и лесотундры Балтийского кристаллического щита и лесной зоны на побережье Финского залива. Седьмой зоне соответствует $\rho_{m, cp} = 100 \dots 250$ г/м³. Такую мутность имеют реки Приднепровской и Окско-Донской низменностей. Тринадцатой зоне соответствует $\rho_{m, cp} > 10\,000$ г/м³. Это свойственно рекам предгорных районов Туркмении. На р. Кашан среднегодовая мутность составляет 97 000 г/м³.

Карта модулей стока взвешенных наносов в большей степени генерализована, чем карта мутности, так как модули стока наносов характеризуются более плавным изменением по территории.

На карте СССР выделено 7 зон. Общая амплитуда модулей стока взвешенных наносов составляет $M_n \approx 5 \cdot 10^3 \dots 2500 \times 10^3$ кг/(км²·год). Первой зоне соответствует $M_n < 5 \times 10^3$ кг/(км²·год). Такой модуль стока наблюдается на речных водосборах западной половины европейской территории СССР (в пределах лесной зоны, за исключением Прибалтики) и южной ее части. Седьмой зоне соответствует $M_n > 2500 \times 10^3$ кг/(км²·год). Этот модуль стока наблюдается на водосборах в горах Кавказа и Средней Азии. В бассейнах рек Сулака и Самура наблюдаются наибольшие значения M_n (для р. Ахочай $M_n = 4500 \cdot 10^3$ кг/(км²·год)).

3.7.4. Движение влекомых наносов

Рассмотрим гидродинамическое воздействие потока на отдельную частицу шаровой формы, лежащую на дне. На частицу действуют сила лобового давления, возникающая при обтекании частицы, и подъемная сила, обусловленная разностью скоростей жидкости, а следовательно, и давлений на верхней и нижней поверхностях частицы. Так как градиенты скорости в придонной области велики, то на верхней поверхности частицы давление меньше. На соотношение между этими силами влияет расположение частицы по отношению к соседним частицам.

Если мы вычтем из веса частицы в воде G_q подъемную силу P_n и умножим эту разность на коэффициент внутреннего трения грунта в воде f , получим силу лобового давления P_d :

$$P_d = f(G_q - P_n). \quad (3.167)$$

Подставив сюда известные из гидродинамики выражения для сил, получим после преобразований

$$v_d = a_1 \sqrt{gad}, \quad (3.168)$$

где v_d — придонная скорость, при которой начинается влечение наносов; a_1 — безразмерный параметр; a — относительная плотность наносов; d — диаметр частицы.

По С. В. Избашу, $a_1 \approx 1,7$. Если записать выражение (3.168) для двух частиц диаметром d_1 и d_2 и подсчитать отношение $(d_1/d_2)^3$, то получим $d_1^3/d_2^3 = v_{1д}^6/v_{2д}^6$. Так как отношение масс частиц пропорционально диаметру частиц в кубе, то последнюю формулу можно прочесть следующим образом: массы влекомых по дну частиц наносов так относятся друг к другу, как придонные скорости в шестой степени. Например, если отношение придонных скоростей двух потоков (равнинного и горного) составляет 1/2, то массы влекомых частиц будут относиться как $1/2^6 = 1/64$. Эта закономерность объясняет, почему равнинные реки транспортируют мелкие и крупные песчинки, а горные реки, скорость которых превышает скорость равнинных рек всего

в несколько раз, перемещают валуны. Преобразуем формулу (3.168) таким образом, чтобы в нее вошла средняя на вертикали скорость u_v , которую легче определить, чем u_d .

Полагая, что силовому воздействию потока непосредственно подвергаются верхние грани частиц, за скорость u_d можно принять скорость на высоте $y=d$. Запишем формулу (2.8) в виде:

$$u = u_{\max} (y/h)^{1/m} = \frac{1+m}{m} u_v (y/h)^{1/m}.$$

Подставив сюда $y=d$, получим

$$u_d = \frac{1+m}{m} u_v (d/h)^{1/m}.$$

Следовательно, формулу (3.168) можно представить в виде:

$$u_v = a_2 \sqrt{gad} (h/d)^{1/m}, \quad (3.169)$$

$$a_2 = ma_1/(1+m).$$

Если исходить из логарифмического профиля скоростей, то в формулу типа (3.169) войдет $\ln(h/d)$.

Диаметр d характеризует абсолютную шероховатость дна, d/h — относительную шероховатость, а h/d — относительную гладкость дна.

Скорость течения воды (донная, средняя), при которой происходит первоначальное нарушение равновесия частиц наносов, формирующих русло, называется *неразмывающей скоростью*.

Обозначим донную неразмывающую скорость потока $u_{д.нр}$ и среднюю неразмывающую скорость потока $v_{нр}$. Очевидно, что $u_{д.нр} < v_{нр}$. Скорость течения воды (донная, средняя), при которой движение донных частиц наносов становится массовым и поддерживается непрерывно, называется *размывающей скоростью*. Обозначим зонную размывающую скорость потока $u_{д.р}$ и среднюю размывающую скорость потока v_r . Очевидно, что $u_{д.р} < v_r$ и $v_{нр} < v_r$. По опытным данным, $v_r = (1,3...1,4) v_{нр}$. Остановка наносов произойдет не при скорости $v_{нр}$, а при меньшей скорости — $v_{нп}$, так как частицы, уже оторвавшиеся от дна потока, могут двигаться и при меньших скоростях, чем $v_{нр}$. Это можно рассматривать как проявление гистерезиса в транспорте влекомых наносов.

Скорость течения воды (донная, средняя), при которой останавливаются влекомые частицы наносов, называется *непередвигающей скоростью*. По опытным данным, $v_{нп} \approx 0,8 v_{нр}$. Скорости $v_{нп}$ соответствует неподвижное состояние всех частиц, а следовательно, и отсутствие расхода влекомых наносов.

Разность скорости течения воды на высоте центра тяжести частицы наносов u_d и донной неразмывающей скорости $u_{д.нр}$ для частицы диаметром d равна скорости влечения частицы $u_{ч}$, то есть $u_d - u_{д.нр} = u_{ч}$.

В качестве характеристики подвижности наносов применяется также понятие «*влекущая сила потока*», представляющая

проекцию на направление движения веса G жидкости. Обозначим ее через S . Вес жидкости, приходящейся на единицу поверхности дна, составит γh , где h — глубина равномерного потока. Обозначив отношение силы S , приходящейся на единицу поверхности дна, через τ_0 , получим

$$\tau_0 = \gamma h \sin \alpha = \gamma h I = \rho g h I = \rho v_*^2 = \rho v^2 / (C^*)^2, \quad (3.170)$$

где y — уклон поверхности воды (величина τ_0 имеет размерность напряжения); ρ — плотность жидкости; v_* — динамическая скорость; v — средняя скорость потока; $C^* = C/\sqrt{g}$ — безразмерный коэффициент Шези.

Влекущая сила потока, так же как и скорость, может быть определена для начала движения наносов (начальная влекущая сила), их массового влечения и т. д.

Существенное влияние на размывающую способность потока оказывают амплитудные и частотные характеристики пульсации скорости потока. С их увеличением размывающая способность потока повышается при одинаковых средних скоростях потока. Размывающая способность потока по-разному проявляется в руслах, сформированных связными и несвязными грунтами. На величину неразмывающих и размывающих скоростей влияют мутность потока и содержание в потоке наносов в коллоидном состоянии. Под влиянием взвешенных наносов изменяются плотность, вязкость и турбулентность потока. Взвесенесущий поток кольматирует несвязный скелет грунта и делает его более прочным. В мелкозернистых несвязных грунтах между частицами донных наносов возникают силы сцепления, влияющие на величину неразмывающей скорости.

Определение неразмывающих скоростей потока. За допускаемые (неразмывающие) скорости приняты средние скорости потока, при которых частицы (фракции) грунта в поверхностном слое дна или берегов еще не увлекаются потоком.

За допускаемые средние скорости потока для укрепления русл приняты скорости, при которых укрепления находятся в безопасности.

Для несвязных грунтов рекомендуются формулы Ц. Е. Мирчулавы:

$$v_{\text{д.нр}} = 1,25v_+, \quad (3.171)$$

$$v_{\text{нр}} = \lg \frac{8,8h}{d_0} v_+, \quad (3.172)$$

$$v_+ = \sqrt{\frac{2gm}{0,44\gamma n} [(\gamma_n - \gamma) d_0 + C_y]}, \quad (3.173)$$

где γ_n , γ — соответственно удельный вес частиц несвязного грунта и воды, Н/м^3 ; d_0 — средневзвешенный диаметр частиц, м; C_y — усталостная прочность (Па) на разрыв несвязного грунта, учитывающая силы сцепления мелкозернистого грунта ($d < 0,25$ мм); m — коэффициент условий работы канала, учитывающий влияние наносов в коллоидном состоянии на размывающую скорость (при содержании в воде глинистых частиц $0,1 \text{ кг/м}^3$ и более); n изменяется от 1,1 до 1,7; для осветленных потоков $m=1$; n — коэффициент перегрузки, учитывающий влияние пульсации скорости и изменяющийся от 1 до 4.

Скорости $v_{\text{нр}}$ для однородных несвязных грунтов при $d_0 = 0,05 \dots 300$ мм и $h = 0,5 \dots 5$ м составляют $0,52 \dots 4,94$ м/с.

В неоднородных по крупности несвязных грунтах образуется укрупненный поверхностный слой грунта (явление самоотмостки). При наличии самоотмостки можно существенно повысить допускаемые неразмывающие скорости, но при этом надо учитывать, что произойдет размыв (обычно незначительный) русла в начальный период воздействия на него потока. Формулы для расчета неразмывающих скоростей остаются теми же [(3.171), (3.172), (3.173)], но вместо средневзвешенного диаметра d_0 в формулу (3.172) надо подставлять d_{95} , а в формулу (3.173) — средний диаметр частиц самоотмостки $D_{\text{отм}}$. По результатам исследований А. В. Магомедовой,

$$D_{\text{отм}} = d_{\text{ср}} + \frac{h_{\text{доп}} (1 - K_0) (1 - p_{d_{\text{ср}}})}{1 + \frac{h_{\text{доп}}}{d_{95}} (0,95 - p_{d_{\text{ср}}})}, \quad (3.174)$$

где $d_{\text{ср}}$ — средневзвешенный диаметр частиц грунта в русле канала до начала его эксплуатации; $h_{\text{доп}}$ — допускаемая глубина размыва русла; $p_{d_{\text{ср}}}$ — ордината интегральной кривой гранулометрического состава исходного грунта (в долях единицы) при диаметре $d_{\text{ср}}$; $K_0 = d_{\text{ср}}/d_{95}$ — коэффициент однородности исходного грунта.

При $K_0 \geq 0,60$ грунт практически считается однородным и самоотмостка русла не проявляется. Глубину $h_{\text{доп}}$ можно принять как меньшее из двух предельных значений: $h_{\text{доп}} \leq 0,05h$ и $h_{\text{доп}} \leq 20 d_{95}$.

Для связных грунтов Ц. Е. Мирцхулава предложил формулы:

$$v_{\text{д.нр}} = 1,25 v_{++}; \quad (3.175)$$

$$v_{\text{нр}} = \lg \frac{8,8h}{d_0} v_{++}; \quad (3.176)$$

$$v_{++} = \sqrt{\frac{2gm}{2,6\gamma_n} [(\gamma_n - \gamma) d_0 + 1,25kC_y]}, \quad (3.177)$$

где d_0 — средний размер агрегатов (отрывающихся отдельностей), приведенных к диаметру шара, м; C_y — нормативная усталостная прочность на разрыв связного грунта, Па; $C_y = 0,035C$; C — среднее сцепление поверхностного слоя капиллярно-водонасыщенного грунта при полной влагемкости, Па; m — коэффициент условий работы каналов, изменяющийся от 0,60 до 1,60; k — коэффициент однородности глинистых грунтов, характеризующий вероятность отклонения параметров сцепления от их средних величин; $k \approx 0,50$.

Значение коэффициента n то же, что и в формуле (3.173).

При $Sk = (0,005 \dots 0,60) \cdot 10^5$ Па и $h = 0,5 \dots 5,0$ м для связных грунтов $v_{\text{нр}} = 0,39 \dots 2,88$ м/с, а для связных засоленных грунтов $v_{\text{нр}} = 0,36 \dots 1,70$ м/с. Эти скорости для связных грунтов установлены при $\rho_n = 2650$ кг/м³, $m = 1$; $d = 4$ мм, $\Delta = 2,8$ мм (высота выступа шероховатости).

Параметры формул (3.173) и (3.177) определяют, как изложено в Руководстве по определению допускаемых неразмываю-

щих скоростей водного потока для различных грунтов при расчете каналов (М.: Минводхоз СССР, 1981).

Неразмывающие скорости можно рассчитать и по более простой формуле (формула Б. И. Студеничкикова):

$$v_{\text{нр}} = \beta \sqrt{g} (hd)^{0,25}, \quad (3.178)$$

где β — коэффициент, равный 1,15 для неоднородных и 1,50 для однородных несвязных грунтов.

При использовании критериев динамического подобия $v^2_{\text{нр}}/gh = Fr_h$ и $v^2_{\text{нр}}/gd = Fr_d$, формула (3.178) принимает вид:

$$Fr_h Fr_d = \beta^4.$$

Формы движения влекомых и донных наносов. Формы движения влекомых и донных наносов отличаются большим разнообразием. Их возникновение и развитие обуславливаются фактической скоростью потока, неразмывающей скоростью и гидравлической крупностью наносов.

Наиболее полно учтены различные параметры потока и наносов в классификациях форм движения наносов Н. С. Знаменской.

Первая гладкая форма (фаза, стадия) движения влекомых наносов. Она наблюдается при $v_{\text{нз}} \leq v \leq v_p$. В интервале скоростей от $v_{\text{нз}}$ до v_p сначала перемещаются скольжением отдельные частицы, наиболее мелкие и выступающие над поверхностью дна, затем начинается массовое движение частиц перекатыванием и сальтацией по всему дну. Однако дно потока остается в общем ровным. Шероховатость такой поверхности обусловлена размерами частиц наносов (зернистая шероховатость).

Рифели. Как только скорость v превысит скорость v_p , в движении наносов происходят качественные изменения. Рельеф дна потока становится волнистым. Сформированные из подвижного материала волны имеют асимметричный продольный профиль с пологим верховым (направленным навстречу потока) откосом

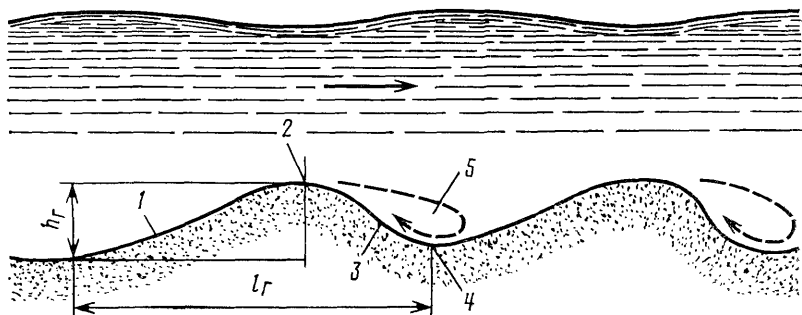


Рис. 3.30. Схема движения донных наносов в форме рифелей (гряд): 1 — верховой (фронтальный) откос; 2 — гребень; 3 — низовой (тыловой) откос; 4 — подвалье гряды; 5 — валец.

и более крутым низовым (рис. 3.30). В подвалье волны образуется валец, который оказывает влияние на формирование волны. Частицы наносов, проходя по напорному скату, сваливаются в подвалье, входят в тело донной волны и движутся с ней до тех пор, пока она не продвинется на всю свою длину. Затем частицы выходят на фронтальный откос и опять повторяется тот же цикл, но при сдвинутом положении волны. Размер донных волн зависит от параметра потока и наносов. Волны длины l_r от 0,5 до 2,0 h называют *рифелями*.

Гряды. По мере увеличения скорости потока рифели трансформируются в более крупные образования, длина l_r которых чаще от 5 до 30 h . Такие донные волны называют грядами. Их длина примерно в 10 раз больше длины рифелей. Однако провести четкую границу в натурных условиях между рифелями и грядами не всегда возможно. Могут встречаться одновременно и рифели, и гряды. Рифели располагаются на поверхности гряд и перемещаются быстрее их.

Под влиянием рифелей и гряд возрастают гидравлические сопротивления, так как они являются выступами шероховатости, но специфическими: во-первых, они создаются и управляются самим потоком, во-вторых, находятся в движении. В результате уменьшается средняя скорость потока и возрастает его глубина.

Возможность образования гряд, их размеры и скорости движения необходимо учитывать при проектировании и эксплуатации водозаборных сооружений, магистральных трубопроводов через реки, тоннельных пересечений и др.

Для определения высоты, длины и скорости движения гряд (рифелей) предложены формулы, некоторые из них приведены ниже. Здесь приведем некоторые приближенные данные о размерах гряд в зависимости от глубины потока по Б. Ф. Снисценко. Высота гряд увеличивается с ростом глубины (связь нелинейная):

$h, \text{ м}$	...	0,10	0,20	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	5,00	10,0
$h_r, \text{ м}$	...	0,02	0,05	0,08	0,13	0,25	0,40	0,50	0,70	0,85

Длина гряды $l_r \approx 4,2 h$. Отношение h_r/l_r изменяется в пределах 0,01...0,1.

Вторая гладкая форма (стадия) движения влеконых наносов. При увеличении скорости течения воды до 2,5 $v_{нр}$ и более частицы наносов, подойдя к гребню донной волны, перепрыгивают через валец, расположенный за тыловым скатом. При этом частицы располагаются на фронтальном откосе и гребне нижерасположенной волны или переходят во взвешенное состояние. При дальнейшем увеличении скорости взвешивание частиц активизируется (в первую очередь с гребня) и гряды разрушаются (размываются). Дно потока становится сравнительно ровным. Это и есть вторая гладкая фаза (стадия) движения

влекомых наносов, при которой могут переходить во взвешенное состояние и руслоформирующие наносы.

Понятие «гладкая форма движения влекомых наносов» не следует отождествлять с понятием «гидравлически гладкая поверхность». При движении влекомых наносов можно говорить только об относительно ровном шероховатом русле.

Крупнозернистые наносы русла не переходят во взвешенное состояние, донные гряды сохраняются, но форма их становится симметричной.

В реках формирование гряд осложняется неравномерным распределением глубин и скоростей по ширине потока, его искривлением в плане.

В результате происходит перекося гряд в плане, возникают различные системы (сочетания) гряд. Наиболее крупные гряды в реках образуют прибрежные отмели (побочни) и перекасы. К. И. Россинский и И. А. Кузьмин на р. Волге обнаружили четыре системы гряд, их размеры различались примерно в 10 раз.

Рифели и гряды образуются главным образом из-за турбулентности потока. Решающее значение имеет низкочастотная пульсация скорости.

Антидюны. Это особая форма движения влекомых и донных наносов в бурном потоке (при числе Фруда больше единицы). Продольный профиль антидюны имеет крутой фронтальный откос и пологий тыловой. Свободная поверхность воды волнообразная, гребни волн соответствуют положению гребня песчаных волн. Размывается тыловой откос, а отложение наносов происходит на нижерасположенном фронтальном откосе.

3.7.5. Расчет расхода наносов

Основные способы определения расходов наносов методами гидрометрии изложены в части 2. Если отсутствуют фактические измерения расходов наносов, их вычисляют по формулам.

Расход взвешенных наносов получают, умножив среднюю мутность потока на расход воды. Мутность рассчитывают по формулам транспортирующей способности потока.

Для расчета расхода влекомых наносов Г. И. Шамоу предложил формулу:

$$G_d = k (v/v_{нп})^3 (v - v_{нп}) (d_0/h_{ср})^{1/4} B, \quad (3.179)$$

где G_d — расход влекомых наносов, кг/с; v — средняя скорость потока, м/с; $v_{нп}$ — средняя неподвижная скорость, м/с (она меньше неразмывающей скорости); определяют по формуле $v_{нп} = 3,7 d_0^{1/3} h_{ср}^{1/6}$; d_0 — средневзвешенный диаметр частиц донных отложений, м; B — ширина потока, м; k — коэффициент, учитывающий неоднородность состава влекомых наносов, например, когда наиболее крупная фракция составляет менее 10 или более 90%.

$$k = 0,95 \sqrt{d_0}. \quad (3.180)$$

Расход влекомых наносов, транспортируемых потоком в виде гряд, рассчитывают по формуле (2.131).

Для расчета параметров гряд можно применять формулы Г. В. Железнякова и В. К. Дебольского:

$$\frac{h_{\Gamma}}{h} = 1,25 \left(\frac{u_{\text{в}} d_{50} \omega_{50}}{u_{\text{вп}} h \sqrt{g h}} \right)^{0,2}, \quad (3.181)$$

$$\frac{u_{\Gamma}}{\sqrt{g d_{50}}} = 0,001 \left(\frac{u_{\text{в}} h}{u_{\text{вп}} h_{\Gamma}} \sqrt{\frac{\omega_{50}}{u_{\text{вп}}}} \right)^2, \quad (3.182)$$

где $u_{\text{в}}$ — средняя скорость на вертикали; $u_{\text{вп}}$ — размывающая скорость на вертикали.

Подсчитав h_{Γ} и u_{Γ} по этим формулам, а затем массовый расход на вертикали (удельный расход) по формуле (2.131), строят эпюру распределения удельных расходов по ширине потока. Площадь, ограниченная эпюрой и линией поверхности воды, выражает расход донных наносов $G_{\text{д}}$ (см. рис. 2.36).

Потоки в речных руслах отличаются большими изменениями амплитудных и частотных характеристик пульсационных скоростей. Поэтому при транспортировании разнородных (многофракционных) наносов влекомые наносы переходят во взвешенные и наоборот. Этот процесс нестационарный даже при установившемся движении воды, поэтому разработаны способы расчета суммарного расхода наносов. Один из них, предложенный Г. В. Железняковым и В. К. Дебольским, изложен ниже. Расчетные формулы даны для расходов наносов на вертикалях. Это позволяет при подсчете всего расхода наносов учитывать изменение по ширине потока гидродинамических параметров и характеристик наносов. В основу способа положено уравнение транспорта наносов, предложенное И. В. Егiazаровым: при грядовом дне

$$g_{\text{н}}/(\rho q) = k_{\text{гп}} E z_*, \quad (3.183)$$

при гладком дне (второй гладкой форме движения влекомых наносов)

$$g_{\text{н}}/(\rho q) = k_{\text{гп}} E z_*^{4/3}, \quad (3.184)$$

где $k_{\text{гп}} \approx 1,0$; $k_{\text{гп}} \approx 0,16$; $E z_* = h I / (a f_* d_{50})$.

В выражение для критерия $E z_*$ следует подставлять: при грядовом дне

$$f_* = k_1 \left(\frac{1}{a} \cdot \frac{g d_{50}}{\omega^2} \cdot \frac{d_{50}}{h} \right)^{-4/3}, \quad (3.185)$$

при гладком дне (после сработки гряд)

$$f_* = k_2 \left[\frac{1}{a} \left(\frac{g d_{50}}{\omega^2} \right)^{3/4} \cdot \frac{d_{50}}{h} \right]^{-5/3}, \quad (3.186)$$

где $k_1 \approx 19,5 \cdot 10^{-4}$, $k_2 = 4,2 \cdot 10^{-5}$.

Различия в структуре формул (3.183) и (3.184) и выражений (3.185) и (3.186) объясняются тем, что расход наносов при

грядовой форме движения наносов пропорционален скорости потока в кубе, а при гладкой (после сработки гряд) — скорости потока в четвертой степени (приблизительно).

Грядовая форма движения переходит в гладкую, если

$$\frac{u_{в}^2}{\omega} \sqrt{\frac{d_{50}}{h}} > 1 \text{ м/с.}$$

Установив по этому критерию форму движения наносов, определяют значение f_* , а затем и расход наносов на вертикалях g_n . Путем подсчета площади, ограниченной эпюрой $g_n = g_n(b)$, находят расход наносов в данном живом сечении.

3.7.6. Селевые потоки

Селевой поток — особый вид двухфазного потока, состоящего из воды и большого количества твердого материала — глины, песка, камней, скальных обломков и др.

Основная причина возникновения селевых потоков — достаточное количество воды в горных бассейнах, способное вызвать передвижение на склонах и в руслах рек рыхлообломочного материала. Селевые потоки возникают в руслах как постоянных, так и временных водотоков и переносят большие количества горных пород, откладывая их на пониженных участках русла и бассейна. Чаще всего селевые потоки образуются в результате ливневых осадков, интенсивного таяния ледников, снежного покрова. Селевые явления могут возникать и при увеличении притока грунтовых вод к областям расположения в бассейне рыхлообломочного материала.

При оттаивающей в летнее время почве над вечной мерзлотой могут во время дождя сформироваться селевые потоки.

По источникам образования П.С. Непорожний выделяет сели, вызываемые ледниковыми обвалами, снежными лавинами, каменными обвалами и оползнями, ливнями и снеготаянием.

В селевых потоках доля твердой фазы составляет от 10 до 70% по объему. Вследствие этого на нижние участки горных рек за короткие промежутки времени (от нескольких десятков минут до нескольких часов) поступают десятки и сотни тысяч кубических метров твердого материала. Большое содержание твердой фазы в селевых потоках обуславливает их отличие от водных потоков и большую разрушительную силу.

Чем меньше повторяемость селей, тем более мощными они оказываются, так как за продолжительные промежутки времени большее количество твердого материала на водосборе успевает достигнуть неустойчивого равновесия. Кроме гидрометеорологических, гидрогеологических и геолого-геоморфологических факторов, при оценке селеобразования необходимо учитывать залесенность территории. Лес на склонах горного бассейна — действенный природный фактор, сдерживающий образование селей.

Селевой водосбор состоит из нескольких геоморфологических зон: зона питания селевых потоков твердой и жидкой фазами;

зона движения селей (при движении в русле возможно дополнительное питание сформировавшегося селя твердой фазой); зона отложения твердой фазы, называемая *конусом выноса селевого потока*. Селевой поток, как правило, бывает неравномерным и неустановившимся. Транспортирующей средой селей, кроме воды, может быть водно-грунтовая суспензия или высоковязкая глинистая паста.

При классификации селевых потоков исходят из структурно-реологических типов потока, обусловленных особенностями дисперсной среды селевого потока и гранулометрического состава. Различают *связные* и *несвязные селевые потоки*. С. М. Флейшман связным называет поток, селевая масса которого состоит из твердых грунтовых частиц и воды, связанной тонкодисперсной составляющей, а несвязным — поток, в котором количество воды столь велико по отношению к количеству тонкодисперсных грунтовых частиц, что основные массы воды, не будучи связаны грунтовыми частицами, находятся в свободном состоянии и служат транспортирующей средой для твердой фазы потока. В условиях горных территорий СССР преобладают несвязные сели.

По гранулометрическому составу различают селевые потоки: *водно-каменные* (несвязные); *водно-песчаные* (несвязные); *грязевые* (несвязные, связные, твердая фаза — тонкодисперсная); *грязекаменные* (несвязные, связные, тонкодисперсный материал в виде пылеватых и глинистых частиц преобладает над камнями); *каменно-грязевые* (несвязные, связные, в твердой фазе преобладает крупнообломочный материал с грязевой составляющей); *водно-снежно-каменные*.

Плотность несвязных селевых потоков изменяется от 1,2 до 1,5 т/м³, связных — от 1,4 до 1,9 т/м³. Скорость движения селевых потоков может достигать 12 м/с, чаще скорость бывает от 2 до 8 м/с. Селевые потоки могут транспортировать валуны очень больших размеров. Несвязные сели способны переносить скальные обломки до 4 м в поперечнике, а связные — до 10 м. Переход от несвязного селевого потока к связному может происходить при коэффициенте динамической вязкости 0,25... 0,4 Па·с.

Густогрязевые и густогрязе-каменные потоки, которые не обладают турбулентностью и движутся как единое целое, М. С. Гагошидзе предложил называть *структурными*.

Основные количественные характеристики селевых потоков — расходы (включая расчетные максимальные) и объемы селевого стока, ширина и глубина потока, скорость движения, гранулометрический состав и плотность селевой массы. Расход селевого потока $Q_c = \omega_c v_c$, где ω_c — площадь живого сечения русла, v_c — средняя скорость течения селевого потока.

По И. И. Херхеулидзе, среднюю скорость v_c в руслах приближенно можно подсчитать по формуле:

$$v_c = 3,14 \sqrt{h_{cp}/\alpha_c}, \quad (3.187)$$

где α_c — коэффициент Кориолиса, определяемый в зависимости от коэффициента Шези C :

$C, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	.	.	.	.	.	.	5	10	15	20
α_c	.	.	.	.	.	.	1,90	1,63	1,51	1,43

Если тонкоглинистая фракция (диаметр частиц $< 0,002$ мм) в твердой фазе составляет 7...10%, селевой поток может стать ламинарным, то v_c можно рассчитать по формуле:

$$v_c = h_{cp}^2 I. \quad (3.188)$$

где h_{cp} — средняя глубина, м; I — средний уклон водотока в пределах расчетного участка.

Средние скорости v_c приближенно можно определить по формулам В. В. Голубцова:

для потоков, срывающих русловую самоотмостку и транспортирующих большое количество взвешенных и влекомых наносов,

$$v_c = 4,5 h_{cp}^{0,67} I^{0,17}; \quad (3.189)$$

для грязевых или грязекаменных потоков

$$v_c = 3,75 h_{cp}^{0,50} I^{0,17}. \quad (3.190)$$

Имеет большое значение прогнозирование селевых потоков, заблаговременное выявление селеопасных бассейнов, предвычисление расходов и структуры селевых потоков и других их характеристик. В состав службы предупреждения о надвигающейся селевой опасности входит радиотелеметрическая система, позволяющая получать информацию о прохождении селя через заданный створ. Кроме того, предложена сейсмическая система оповещения о селевой опасности. Она основана на измерении энергии сейсмических волн, возбуждаемых селевым потоком в горных породах, окружающих поток. Сейсмические волны преобразуются в электрические сигналы.

3.8. РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ

3.8.1. Взаимодействие между потоком и руслом

Потоки с деформируемым руслом (реки и каналы с неукрепленным руслом) называют *русловыми*. Это обобщенное понятие, объединяющее все водотоки с деформируемым руслом. Согласно М. А. Великанову, русло управляет потоком, формирует его поле скоростей, а поток влияет на форму своего русла, производит размывы и намывы и, переноса вниз по течению размывтый материал (наносы), создает себе русло, отвечающее его скоростному полю. При этом изменение формы русла сравнительно быстро передается полю скоростей потока, то есть его кинематической структуре. Измененное же поле скоростей потока может вызвать образование новых русловых форм только в течение сравнительно большого промежутка времени. Это

главная особенность взаимодействия твердой деформируемой поверхности с жидкой средой.

Изменение морфологического строения русла водотока под действием текущей воды называется *русловым процессом*.

О диалектическом единстве потока и его деформируемого русла впервые говорил Н. С. Лелявский. Согласно В. М. Лохтину, главными факторами формирования речного русла являются: руслоформирующий расход воды; уклон водотока; средняя крупность руслоформирующих наносов. За *руслоформирующий расход*, по Н. И. Маккавееву, принимают расход воды при заполнении русла до его бровок, а также расход на уровне побочной перекатов — песчаных отмелей, примыкающих к берегам.

По мнению И. В. Попова, руслоформирующий расход должен определяться для каждого типа руслового процесса (см. ниже).

В результате взаимодействия потока и русла образуются русла, отличающиеся разной степенью устойчивости. Для оценки степени устойчивости русла В. М. Лохтин предложил использовать отношение крупности частиц грунта к уклону водотока d/I .

Так как устойчивость русла зависит и от глубины, М. А. Великанов предложил степень устойчивости характеризовать безразмерным числом $d/h_{\text{ср}} I$, где d — средний диаметр донных частиц.

Перемножив числитель и знаменатель в этом параметре на ускорение свободного падения, получим в числителе величину, пропорциональную гидравлической крупности в квадрате, а в знаменателе — динамическую скорость в квадрате: ω^2/v_*^2 .

Отношение ω/v_* называется *коэффициентом устойчивости*, а обратная величина — $\frac{v_*}{\omega} = \frac{1}{\omega} \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ — *коэффициентом подвижности*, где $\tau_0 = \gamma h_{\text{ср}} I$ — касательное напряжение на дне, равное влекущей силе.

В формировании русел рек и каналов с земляными руслами есть много общего, но есть и существенные различия. Каналы являются инженерными сооружениями, запроектированными на пропуск регулируемых расходов воды с заданной амплитудой. В реках амплитуда расходов воды неизмеримо больше, чем в каналах. Это в сочетании с наличием поймы реки и обуславливает главное различие в формировании русел рек и каналов. В каналах русловой процесс протекает менее активно и не все типы русловых образований могут проявляться. Внешне питание каналов ограничено или совсем отсутствует. Каналы имеют более устойчивое русло, чем реки. Гидроморфологические зависимости для рек изучены главным образом для основного русла, то есть в пределах до бровок русла. В общей методике составления гидроморфологических зависимостей для каналов и рек нет существенных различий.

В реках и неукрепленных каналах взаимная увязка морфологических и динамических характеристик происходит естественным путем в результате взаимодействия потока и русла. Взаимоуправление потока и русла — та физическая основа, которая обуславливает ограниченное наиболее вероятное соотношение между геометрическими элементами русла. Такие соотношения называют *морфологическими зависимостями*, а разделы речной гидравлики и гидрологии, посвященные их изучению, именуются *речной гидроморфологией*. Практическое значение гидроморфологии очень велико. Представим себе, что канал с неукрепленным дном сооружается методом саморазмыва, при котором первоначальная прорезь в дальнейшем разрабатывается протекающим потоком. Спрашивается, какое сформируется соотношение между шириной потока и средней глубиной и какова будет пропускная способность русла, сформированного потоком. В первоначальной прорези активному расширению русла будет сопутствовать уменьшение его глубины из-за аккумуляции наносов на дне канала. Так было на Каракумском канале имени В. И. Ленина.

Изучение гидроморфологии русла рек на их устойчивых участках дает важную информацию для проектирования больших каналов. Наибольший интерес представляет морфологическое соотношение между шириной и глубиной потока. Ширина реки во много раз превышает глубину, так как боковая эрозия (размыв берегов) отличается большей свободой своего динамического развития, чем глубинная эрозия.

Первое исследование по определению морфологического соотношения между шириной и глубиной русла рек принадлежит В. Г. Глушкову (1924). Он установил, что в пределах основного русла (до его бровок)

$$\sqrt{B}/h_{cp} = G. \quad (3.191)$$

Параметр G зависит от грунтовых условий. Для песчаных грунтов это отношение больше, чем для глинистых. Следовательно, в несвязных грунтах формируются более широкие (распластанные) водотоки, чем в связных. Это одно из важных положений гидроморфологии. Сущность и различие во взаимодействии потока с несвязными и связными грунтами И. А. Кузьмин и Л. И. Викулова описывают следующим образом. Для отрыва частиц несвязного грунта необходимо преодолеть вес частиц и силу трения между частицами. Эти же силы при остановке частиц их удерживают (тормозят движение). Следовательно, условия начала движения частиц и их остановки примерно одинаковы. В результате оказывается, что зоны возможной эрозии и аккумуляции несвязных наносов близко совпадают. При размыве связного грунта необходимо преодолеть силы сцепления, существенно превышающие вес частиц. Для преодоления силы сцепления необходимы большие скорости потока, чем для сдвига частиц несвязного грунта. Вместе с тем для ос-

тановки частиц связного грунта нужны пониженные скорости потока, и силы сцепления не могут восстановиться быстро. В результате оказывается, что зоны эрозии и аккумуляции удалены друг от друга на большие расстояния. В несвязных грунтах размывы берегов сопровождаются отложением наносов на дне. Поток расплывается, уменьшается его пропускная способность. В связных грунтах размываются берега и дно, что нередко сопровождается увеличением пропускной способности русла. Параметр В. Г. Глушкова зависит и от типа руслового процесса.

Подмечено, что у малых рек отношение h_{cp}/B больше, чем у больших.

Н. А. Ржаницыным установлено, что относительная глубина уменьшается с повышением порядка водотока. За водоток первого порядка принят неразветвленный водоток в верховьях гидрографической сети (см. часть 1). Эта зависимость соблюдается на перекатных и плесовых участках, причем на последних h_{cp}/B больше.

Так как с возрастанием порядка притока возрастает расход Q , то чем больше Q , тем больше B/h_{cp} .

Полученные гидроморфологические зависимости отличаются большим разнообразием.

1. Методом анализа размерностей М. А. Великанов получил безразмерный параметр

$$J = Q/(d^2 \sqrt{gdI}), \quad (3.192)$$

от которого зависит B/h_{cp} (d — средний диаметр наносов в донных отложениях).

Основная гидроморфологическая зависимость может быть записана в виде:

$$B/h_{cp} = (B/h_{cp})_0 J^x, \quad (3.193)$$

где $(B/h_{cp})_0$ — морфологическое отношение B/h_{cp} при $x=0$.

Например, по М. А. Великанову, для равнинных рек европейской части СССР при $\lg J \leq 18$ $(B/h_{cp})_0 = 19,4$; $x = 0,05$; для горных и предгорных условий рек Средней Азии, по В. Ф. Талмазе и А. Н. Крошкину, при $\lg J \leq 7,5$ $(B/h_{cp})_0 = 10,4$; $x = 0,06$.

2. Существуют типы морфологических зависимостей для определения ширины и глубины потока в зависимости от параметра $(Q/\sqrt{g})^{0,4}$, имеющего размерность длины. Например, по В. Ф. Талмазе и А. Н. Крошкину,

$$h_{cp} \approx 0,35 (Q/\sqrt{g})^{0,4}. \quad (3.194)$$

Формулы подобного типа, но с большим числом переменных в правой части составляются и для ширины, и средней скорости потока. Приводим формулы А. Л. Родюка для порожистых

рек (при $B > 100$ м) Восточной Сибири:

$$\left. \begin{aligned} h_{\text{ср}} &= 0,21 Q^{0,49} I^{-0,21} C^{-0,60}, \\ B &= 10,5 Q^{0,26} I^{-0,20} C^{-0,05}, \\ v &= 0,46 Q^{0,24} I^{0,11} C^{0,65}, \end{aligned} \right\} \quad (3.195)$$

где $h_{\text{ср}}$ и B в м; Q в м³/с; C — коэффициент Шези в м^{0,5}/с.

Морфологические формулы, составленные по такой методике, должны удовлетворять следующему уравнению: $h_{\text{ср}} B v = Q$, а это означает, что произведение числовых коэффициентов в правой части уравнений должно давать единицу, сумма показателей при Q — единицу, а сумма показателей при I — нуль и при C — нуль. Некоторые отклонения от этого правила возможны в пределах точности гидрометрических данных. Все расчеты обычно выполняются на ЭВМ.

3. Другой тип морфологических формул, предложенных П. А. Шатберашвили, В. С. Алтуниным, В. И. Антроповским и др., имеет вид:

$$B/h_{\text{ср}} = A Q^{x_1} / (I^{x_2} d^{x_3}), \quad (3.196)$$

где A, x_1, x_2, x_3 — параметры.

4. Запишем формулу (2.124) в виде:

$$B/h_{\text{ср}} = C_r / \text{Fr}.$$

Учитывая эту формулу, выражение (3.191) представим в виде:

$$\Gamma = \frac{1}{v} \sqrt{C_r g / \alpha}. \quad (3.197)$$

Из формулы (2.125) получим

$$Q = (C_r / \alpha)^{0,5} h_{\text{ср}}^2 (gB)^{0,5}. \quad (3.198)$$

При $C_r / \alpha = 1$ эта формула принимает вид:

$$Q_m = h_{\text{ср}}^2 (gB)^{0,5}. \quad (3.199)$$

Расход Q_m назовем *морфологическим*.

Формулу (3.198) запишем в виде:

$$\sqrt{Q_m / Q} = (C_r / \alpha)^{-0,25} = M_r. \quad (3.200)$$

С учетом такого обозначения формулу для средней глубины получим в виде:

$$h_{\text{ср}} = M_r Q^{0,5} / (gB)^{0,25}. \quad (3.201)$$

Исходя из формул (3.200), (3.201), параметр M_r можно истолковать как корень квадратный из отношения морфологического расхода Q_m к расходу воды Q или как безразмерную глу-

бину — отношение средней глубины потока h_{cp} к линейной величине $Q^{0,5}/(gB)^{0,25}$.

Многочисленные подсчеты параметров M_r для рек и неукрепленных каналов показывают, что M_r величина переменная, в определенных условиях движения потока изменяется сравнительно в небольших пределах. По К. В. Гришанину, для русл, сформированных мелкозернистыми наносами, $0,75 \leq M_r \leq 1,05$. По его мнению, значение $M_r \approx 0,9$ соответствует устойчивым руслам, относительная шероховатость которых создается и регулируется самим потоком. Если значения M_r выходят за указанные пределы, проявляется неустойчивость русла. При повышенных значениях M_r происходит заиление русл, а при пониженных — размывы русл.

По данным Г. В. Железнякова и А. Л. Радюка, для каменистых аллювиальных участков рек $M_r \approx 0,6$, для скальных участков рек $M_r \approx 0,5$. Более детальные исследования параметров M_r позволили установить, что

$$M_r = 0,85 (C/V\bar{g})^{-0,18}, \quad (3.202)$$

где C — коэффициент Шези.

Когда поток и русло взаимодействуют как самоуправляющаяся (саморегулирующаяся) система без существенных русловых деформаций в течение длительного времени, считается, что русло находится в *динамическом равновесии*. Такие русла называются также *равновесными* — размеры русла и его положение в плане изменяются в небольших пределах при наличии транспорта наносов. Средняя скорость потока при динамическом равновесии русла больше размывающей скорости потока. Ее можно получить путем деления на площадь живого сечения расхода воды, выражаемого формулой (3.198). В результате получим

$$v = (C_r/\alpha)^{0,5} h_{cp} (g/B)^{0,5}. \quad (3.203)$$

Использование этого уравнения совместно с уравнением Шези позволяет проектировать близкие к устойчивым неукрепленные каналы.

Русла динамически устойчивых каналов могут оказаться при их эксплуатации более стабильными, чем статически устойчивые, по следующим причинам. При скоростях потока, превышающих неразмывающие (в допустимых пределах), русло потока окажется сформированным в более однородных по крупности грунтах (местные неоднородности русла по крупности будут устранены самим потоком). Произойдет самоотмостка русла и его кольматация. Может возникнуть некоторое искривление русла, что приведет к повышению его устойчивости. Санитарно-гигиеническое состояние динамически устойчивых каналов лучше, чем статически устойчивых.

3.8.2. Русловые деформации

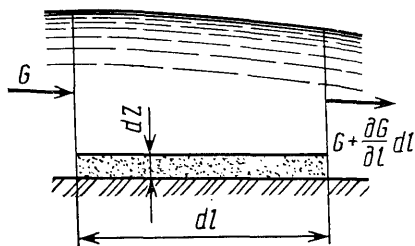


Рис. 3.31. Схема к выводу уравнения деформации русла.

Естественные деформации русла подразделяют на общие, местные и частные. Для общих деформаций характерно изменение продольного профиля русла реки. Различают общие деформации: эрозионные, аккумулятивные и эрозионно-аккумулятивные. Местные деформации обусловлены особенностями грунта и геологических условий. В связи с этим различают деформации русел, сформированных в несвязных (однородных и неоднородных), связных и смешанных грунтах. К частным относятся деформации, имеющие непосредственную связь с изменением определенных форм рельефа дна потока: побочней, гряд и др. Размыв берега в одном месте — это в то же время деформация основного русла и поймы. Большую роль в восстановлении поймы играет растительность.

Деформации русел, обусловленные гидротехническими сооружениями, подразделяются на общие и местные. К наиболее типичным общим относятся деформации, возникающие при обваловании рек и создании на реках водохранилищ. При обваловании рек существенно уменьшается поверхность дна, на котором могут размещаться наносы. Русла обвалованных рек часто возвышаются над прилегающей территорией. Деформации русла непосредственно около сооружений — типично местные деформации (размывы). Наибольшее внимание уделяется изучению местных размывов в нижних бьефах водосбросных сооружений.

Главная причина деформации русла — нарушение баланса наносов на рассматриваемом участке водотока. Составим уравнение баланса наносов на участке водотока длиной dl (рис. 3.31). Общий расход наносов (то есть сумма расходов взвешенных и влекомых наносов) через верхнее живое сечение обозначим G (в единицах массы). Расход наносов через нижнее живое сечение равен:

$$G + \frac{\partial G}{\partial l} dl.$$

За промежуток времени dt разность между массой наносов, прошедших через верхнее живое сечение и вышедших через нижнее живое сечение, будет равна

$$Gdt - \left(G + \frac{\partial G}{\partial l} dl \right) dt = - \frac{\partial G}{\partial l} dldt.$$

Это количество наносов в единицах массы должно быть равно массе намывных (или смытых) наносов за то же время dt на

длине водотока dl . Обозначив объем указанных наносов через dW_n , получим

$$\rho_n dW_n = \rho_n B \frac{\partial z}{\partial t} dt dl,$$

где ρ_n — плотность наносов; B — ширина потока; z — отметка дна.

Приравняв указанные массы наносов, получим

$$-\frac{\partial G}{\partial l} dl dt = \rho_n B \frac{\partial z}{\partial t} dt dl,$$

откуда

$$\frac{\partial G}{\partial l} + \rho_n B \frac{\partial z}{\partial t} = 0,$$

или

$$\frac{\partial G}{\partial l} + \rho_n \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0, \quad (3.204)$$

где ω — площадь живого сечения.

Уравнение (3.204) — основное уравнение теории руслового процесса и называется *уравнением деформации русла*. Русловые деформации всегда носят нестационарный характер. Это следует из самой сущности руслового процесса, формирующего русло.

Изменение глубин общего и местного размывов в начальные периоды более интенсивное, затем приближается к некоторой величине, которая будет колебаться около некоторого осредненного значения. Время, в течение которого глубина размыва стабилизируется, называют *периодом стабилизации размыва*. Полная стабилизация русловых форм не достигается, поэтому и при установившемся движении воды русловые деформации в руслах носят нестационарный характер.

Стабилизация русловых форм в указанном смысле наступает после восстановления баланса руслоформирующих наносов в русле, то есть когда естественный приток наносов станет равным их выносу.

3.8.3. Типы русловых процессов

Типизация русловых процессов основана на гидроморфологической теории, разработанной в ГГИ Н. Е. Кондратьевым и И. В. Поповым.

Русловые процессы подразделяют на необратимые (однонаправленные) и обратимые (циклические). Необратимые русловые процессы обусловлены однонаправленным медленным (вековым) развитием морфологических характеристик реки, относя-

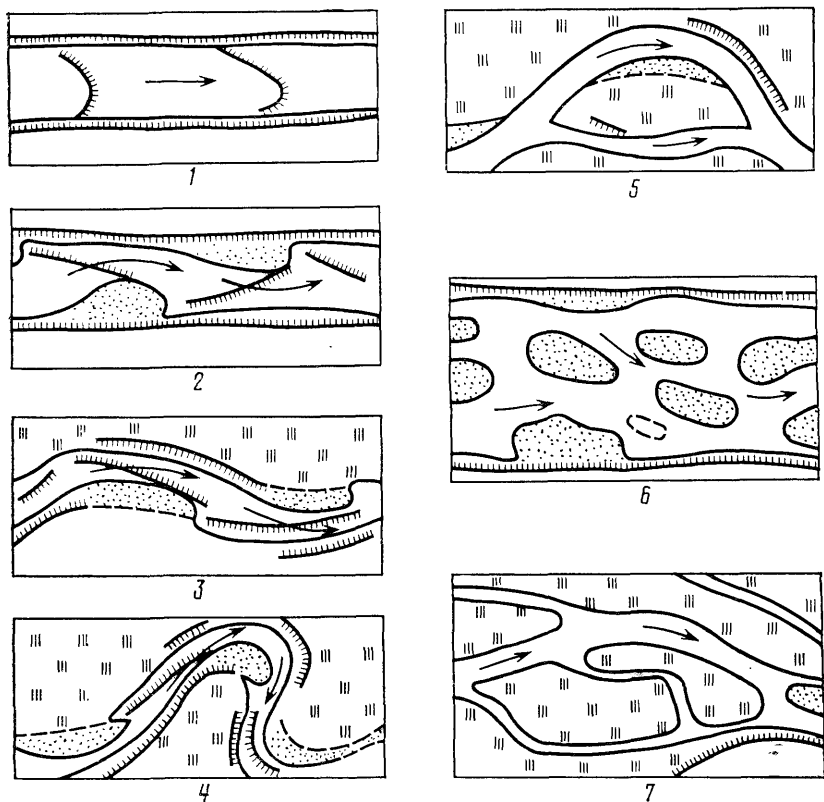


Рис. 3.32. Типизация руслового процесса:

1 — ленточногрядовой тип; 2 — побочный тип; 3 — ограниченное меандрирование; 4 — свободное меандрирование; 5 — незавершенное меандрирование; 6 — русловая многорукавность; 7 — пойменная многорукавность.

щихся главным образом к продольному профилю реки. К однонаправленным процессам относятся также изменения морфологического строения русла, вызванные воздействием гидротехнических сооружений на речное русло, рассчитанных на длительный срок службы. Например, после возведения плотины и создания на реке водохранилища, регулирующего сток воды, продольный профиль дна реки изменяется: в верхнем бьефе отметки дна повышаются в результате заиления водохранилища, а в нижнем бьефе — понижаются, так как осветленный поток отличается большей размывающей и транспортирующей способностью. Такое искусственное нарушение продольного профиля реки управляемо с помощью промыва водохранилищ от наносов.

К обратимым русловым процессам относятся сезонные изменения рельефа дна реки на перекатах и плесах, перемещения песчаных гряд, побочней, осередков, подмывы и намывы берегов, меандрирование, возникновение проток и их отмирание.

Обратимые изменения формы дна потока рассматриваются как внешнее проявление движения наносов в результате их перетолжения в русле и пойме и поступления в реку с водосборного бассейна.

Реки изменяют свою транспортирующую способность при сравнительно постоянной водности. Это связано с меандрированием, изменением формы живых сечений по длине и уклонов поверхности воды и изменением количества взвешенных наносов в донных отложениях рек.

В основу гидроморфологической теории положен постулат о естественном саморегулировании руслового процесса, что выражается в способности реки восстанавливать динамическое равновесие при нарушении баланса наносов. За динамическое равновесие русла принимается такое состояние, при котором объем русловых деформаций соответствует расходу твердой фазы.

Русловый процесс имеет дискретную структуру, в которой выделяются структурные элементы разных размеров (уровней) с присущими им закономерностями формирования. К структурным уровням относятся: отдельные твердые частицы; микроформы — мелкие песчаные гряды; мезоформы — средние русловые формы, представляющие сравнительно крупные подвижные русловые формы (побочни, осередки, большие гряды); макроформы (морфологические пары плес-перекат, речные излучины, пойменные массивы).

Деформации рула и поймы реки, возникающие в результате сочетания особенностей водного режима и стока наносов, обуславливают тип руслового процесса. Различают следующие типы руслового процесса рек (рис. 3.32).

1. *Ленточногрядовой тип* (см. рис. 3.32, 1). В русле происходит движение системы гряд, искривленных в плане под влиянием придонных скоростей. Расстояние между вершинами (гребнями) гряд в направлении движения потока (отсчитываемое по динамической оси потока), называемое шагом гряд, существенно больше ширины русла. Русло малоизвилистое, движение гряд происходит в основном при повышенной водности.

В среднем шаг ленточных гряд равен восьми ширинам русла.

2. *Побочневый тип* (см. рис. 3.32, 2). По сравнению с предыдущим типом гребни (гряд перекошены, направления перекосов смежных гряд чередуются. В меженный период повышенные части гряд обнажаются у берегов. В результате образуются побочни (песчаные отмели), расположенные в шахматном порядке. Это способствует увеличению извилистости меженного русла реки.

Расстояние по прямой между двумя смежными точками перегиба осевой линии меженного русла называют шагом побочни. Он равен в среднем шести ширинам меженного русла.

Изменение отметок гряд и побочней за гидрологический сезон составляет от 0,1 до 4 м, а в отдельных случаях и больше.

3. *Ограниченное меандрирование* (см. рис. 3.32, 3). Для этого типа руслового процесса характерна сравнительно слабая извилистость русла (неразвитая). Могут возникать отдельные пойменные массивы, представляющие участки поймы, огибаемые излучинами русла реки; в своих крайних точках они соприкасаются со склоном долины. Такое меандрирование наблюдается там, где развитие меандр ограничено склонами долин, уступами древних террас и береговыми валами, сложенными неразмываемыми породами. Скорость движения излучин очень мала — около 5...15 м в год.

Шаг излучины в среднем составляет шесть — восемь ширины русла.

4. *Свободное меандрирование* (см. рис. 3.32, 4). Русло реки сильно меандрирует в широкой пойме со староречьями. После прорыва перешейка между смежными излучинами начинается новая излучина.

С увеличением затопляемости речных пойм отторжение излучин может происходить на более ранних этапах их развития. Расстояние по прямой между точками перегиба осевой линии, ограничивающей излучину, называют шагом излучины. В среднем отношение длины излучины к ее шагу составляет 1,6, но может достигать и 4. Шаг излучины возрастает с увеличением расхода воды.

Природа меандрирования рек — одна из сложных проблем динамики русловых потоков. Большинство исследователей появление меандрирования объясняют перемещением побочней, но их образованию предшествует возникновение рифелей и гряд. То есть меандрирование рек обусловлено последовательным возникновением дискретных русловых структур всех уровней, имеющих непосредственную связь с турбулентностью потока и полем осредненных скоростей. Существование микроформ в основном обусловлено крупномасштабной турбулентностью, мезоформ — общим распределением скоростей в потоке и поперечной циркуляцией. Хотя меандрирование рек обусловлено многими причинами, главной из них надо считать наличие поперечных (циркуляционных) течений, а они могут возникать и на прямых участках водного потока. Необходимо учитывать и роль вращения Земли, так как под влиянием кориолисовых ускорений крупность донных отложений на берегах реки может быть неодинаковой, а это обуславливает различия в касательных напряжениях на частях смоченного периметра русла, расположенных у берегов. Это вызывает асимметрию в распределении скоростей по ширине потока.

Явление меандрирования потоков существует не только в песчаных и каменных руслах, но в ледяной массе, например на поверхности речной наледи. Океаническое течение Гольфстрим также имеет форму, сходную с меандрирующей рекой. Разность в плотностях двух сред не является препятствием для появления меандр, но она влияет на темп их развития.

Экспериментами М. А. Великанова и Н. С. Шарашкиной доказано, что равномерный водный поток и призматическое (прямолинейное) размываемое русло — неустойчивая система. Они показали, что образование меандр обусловлено динамической структурой потока и что первоначально заданное в лабораторных условиях прямолинейное русло сравнительно быстро принимает извилистое очертание.

5. *Незавершенное меандрирование* (см. рис. 3.32,5). При этом типе руслового процесса излучина еще не перешла в состояние петли, а спрямляющая протока пропускает еще значительную часть расхода воды реки.

6. *Русловая многорукавность* (см. рис. 3.32,6). Этот тип руслового процесса возникает при больших расходах донных наносов. Появление рукавов сопровождается образованием широкого распластанного русла. Транспортирующая способность потока полностью реализована, и наносы аккумулируются в русле. Донные наносы перемещаются в виде системы больших разобренных гряд, образующих в межень небольшие острова, между которыми расположены короткие протоки. Такой тип руслового процесса называют также осередковым. Его можно рассматривать как последующее развитие ленточнорядового типа. На некоторых реках с русловой многорукавностью наблюдается катастрофически быстрый размыв берега на большом протяжении, называемый дейгишем. Этот вид деформации обусловлен резким изменением кинематики потока (в паводок), стесненного большими песчаными разобренными грядами.

При возникновении и развитии дейгиша кинематика потока и русловые образования находятся в резком несоответствии, что возможно при большой нестационарности водного потока.

7. *Пойменная многорукавность* (рис. 3.32,7). Этот тип руслового процесса возникает в широких поймах и характеризуется наличием множества рукавов, которые могут рассматриваться как самостоятельные реки, если их протяженность велика. Пойменная многорукавность является в то же время последующим развитием незавершенного меандрирования.

Многие русловые процессы на реках представляют промежуточные формы перечисленных процессов.

По данным обобщений, на территории СССР чаще всего встречаются реки со свободным меандрированием (42% суммарной длины обследованных рек). Немеандрирующие реки составляют 35%. Реки с многорукавным (разветвленным) руслом составляют 17%. Меньше всего рек в СССР с ограниченным меандрированием (6%).

Для каждого типа руслового процесса свойственно определенное соотношение между шириной дна долины и шириной русла. Ширина долины включает активную ширину поймы B_n и ширину русла между бровками B_p . Если русло разветвленное, то B_p представляет сумму ширин потоков.

Относительная ширина дна долин $(B_{\text{п}} + B_{\text{р}})/B_{\text{р}}$ (по Б. Ф. Сنيщенко) приведена в таблице 3.14.

В качестве другого критерия типов руслового процесса Б. Ф. Снищенко предложил отношение уклона дна долины $I_{\text{д}}$ к уклону потока по тальвегу $I_{\text{р}}$, подсчитанному на такой длине, чтобы возможные местные резкие повышения и понижения уклона были осреднены. Отношение $I_{\text{д}}/I_{\text{р}}$ имеет энергетический и геометрический смысл. Потери энергии в потоке при различных типах руслового процесса будут разными, и они обусловлены относительным дефицитом уклона $(I_{\text{д}} - I_{\text{р}})/I_{\text{р}}$. Если на длине $L_{\text{д}}$ по оси пояса руслоформирования (пояс ограничен вершинами противоположно направленными излучин) и на длине реки по тальвегу $L_{\text{р}}$ принять одинаковую разность отметок, то получим $I_{\text{д}}/I_{\text{р}} = L_{\text{р}}/L_{\text{д}}$ — коэффициент извилистости русла. Установлено, что каждому типу руслового процесса соответствует и определенное значение $I_{\text{д}}/I_{\text{р}}$, поэтому в качестве обобщающего критерия типов руслового процесса Б. Ф. Снищенко принял

$$A_{\text{д}} = \frac{I_{\text{д}}}{I_{\text{р}}} \frac{B_{\text{д}}}{B_{\text{р}}},$$

где $B_{\text{д}} = B_{\text{п}} + B_{\text{р}}$ — ширина долины.

Значения $A_{\text{д}}$ даны в таблице 3.14.

3.14. Количественные характеристики типов русловых процессов

Тип русла	$\frac{B_{\text{п}} + B_{\text{р}}}{B_{\text{р}}}$	$A_{\text{д}}$	σ_A	$\frac{\sigma_A}{A_{\text{д}}} 100$
Свободное меандрирование	18	36,6	11,5	32
Незавершенное меандрирование	10	14,6	4,0	36
Пойменная многорукавность	6,5	7,93	2,43	31
Ограниченное меандрирование	5,1	5,93	1,34	23
Побочный тип	2,4	2,60	0,59	23
Русловая многорукавность	1,9	1,97	0,63	32

Надо иметь в виду, что определенным типам русловых процессов соответствуют не только средние значения параметров $A_{\text{д}}$, указанные в таблице 3.14, но и их амплитуды. Существование переходных типов руслового процесса, кроме шести основных, перечисленных в таблице 3.14, обуславливают нечеткость верхних и нижних границ $A_{\text{д}}$ для основных типов русловых процессов.

3.9. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОГНОЗЫ

Научно обоснованные предсказания ожидаемого гидрологического режима называются *гидрологическим прогнозом*. Расчеты в целях составления гидрологического прогноза называют

гидрологическими предвычислениями. В зависимости от заблаговременности прогнозы подразделяют на краткосрочные (до 15 сут) и долгосрочные (до нескольких месяцев и больше). В зависимости от предсказываемых гидрологических явлений различают прогнозы водного режима (уровней и расходов воды и времени их наступления, объемов половодья и паводков), ледового режима (сроков замерзания и вскрытия рек, толщины льда, образования заторов льда), русловых процессов (общих и частных деформаций — естественных и вызываемых инженерными сооружениями). Традиционное деление прогнозов водного режима на краткосрочные и долгосрочные по отношению к русловым прогнозам не подходит в полной мере, так как ими должны быть охвачены циклы развития тех или иных структурных русловых образований, включая мезоформы и макроформы. Так, время прохождения грядами расстояния между их гребнями может изменяться от минут до нескольких суток, а меандры могут формироваться за период от сотен суток до сотен лет.

Основой методов гидрологических прогнозов являются гидродинамические закономерности движения воды на водосборах и в русловой сети, уравнения водного баланса, связи гидрологических и метеорологических элементов, закономерности теплообмена в водных объектах. Значение гидрологических прогнозов для народного хозяйства очень велико.

С помощью современных средств связи гидрологические данные быстро передаются и наносятся на карту. Это позволяет анализировать пространственно-временные изменения гидрологических характеристик на больших территориях, что повышает надежность локальных гидрологических прогнозов для конкретных водных объектов. Для передачи гидрологических телеграмм существуют коды. При машинной обработке гидрологических данных кодированные телеграммы могут быть введены непосредственно в ЭВМ с каналов связи. Сложность гидрологических явлений, приближенность способов гидрологических предвычислений, неполнота гидрометрических данных и недостаточная их точность обуславливают погрешности прогнозов, что учитывается в формах выпуска прогнозов. Передаваемые прогнозы обычно формулируются следующим образом:

дается ожидаемое числовое значение гидрологической величины с указанием ее вероятной ошибки, то есть при обеспеченности ошибки 50%; например, расход воды реки равен $600 \text{ м}^3/\text{с}$ при вероятной ошибке $\pm 50 \text{ м}^3/\text{с}$;

указывается диапазон величины и вероятность того, что предсказываемая величина окажется в этом диапазоне; например, расход реки с вероятностью 50% окажется $700\ldots 800 \text{ м}^3/\text{с}$;

прогноз выпускается в виде нескольких величин с указанием их обеспеченности p ; например, расход реки $160 \text{ м}^3/\text{с}$ при $p=75\%$, $180 \text{ м}^3/\text{с}$ при $p=50\%$, $200 \text{ м}^3/\text{с}$ при $p=25\%$.

Эффективность способов прогнозов оценивается безразмерной величиной δ_n/δ , где δ_n — среднеквадратическая погрешность прогнозов (получается в результате сопоставления предсказанных явлений с фактическими), δ — среднеквадратическое отклонение предсказываемой гидрологической величины от нормы. При $\delta_n/\delta \approx 1$ прогноз не имеет практического смысла. Если $\delta_n/\delta < 0,5$, методика прогноза условно считается хорошей, при $0,5 < \delta_n/\delta < 0,8$ — удовлетворительной.

Основоположником гидрологических прогнозов является Б. А. Аполлов. Ниже рассматриваются только некоторые принципы гидрологических прогнозов и соответствующие уравнения, на которых они основаны. При этом используются публикации Н. Ф. Бефани, Е. Г. Попова и др.

3.9.1. Прогнозы уровней и расходов воды в реках

Уровни и расходы воды в заданном створе реки прогнозируются по данным об известных (измеренных) гидравлических элементах потока в сечениях реки выше по течению. Обычно эта задача решается для периодов половодья и паводков. При перемещении водных масс по течению волна половодья (паводка) трансформируется под влиянием регулирующей роли русла и поймы и гидравлических сопротивлений. В результате половодье расплывается, но основные типичные фазы уровней и расходов в верхнем створе повторяются в нижнем створе со сдвигом во времени. Прогноз сводится к решению дифференциальных уравнений неустановившегося движения воды. Сдвиг во времени фаз уровней и расходов через верхнее и нижнее живые сечения зависит от скорости волны паводка (половодья) C_n , называемой фазовой скоростью. Отношение расстояния между створами l к этой скорости C_n дает время добегания волны паводка τ . Зная τ , можно дать прогноз времени наступления данной фазы половодья (паводка) в створе ниже по течению. Скорость C_n зависит от средней скорости потока v . При неустановившемся движении $Q = Q(l, t)$, откуда

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{\partial Q}{\partial t} \frac{dt}{dt} + \frac{\partial Q}{\partial l} = C_n \frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial Q}{\partial t}.$$

Учитывая, что при экстремальных значениях Q (на гидрографе) $dQ/dt = 0$, из последнего выражения получаем

$$C_n = - \frac{\partial Q / \partial t}{\partial Q / \partial l}. \quad (3.205)$$

Дифференциальные уравнения неразрывности при неустановившемся движении:

$$\partial Q / \partial l + \partial \omega / \partial t = 0. \quad (3.206)$$

Решая совместно уравнения (3.205) и (3.206), получаем

$$C_{\pi} = \partial Q / \partial \omega. \quad (3.207)$$

Так как $Q = v\omega$, то

$$C_{\pi} = v + \omega \partial v / \partial \omega. \quad (3.208)$$

или

$$\frac{C_{\pi}}{v} = K_{\pi} = 1 + \frac{\partial v / B \partial H}{v / \omega}, \quad (3.209)$$

где K_{π} — относительная фазовая скорость, то есть скорость C_{π} , нормированная по скорости v ; H — уровень воды; B — ширина потока.

Из формулы (2.209) следует, что при $\partial v / \partial H = 0$ $K_{\pi} = 1$, $\partial v / \partial H > 0$ $K_{\pi} > 1$, $\partial v / \partial H < 0$ $K_{\pi} < 1$. Последнему случаю соответствует выход потока на пойму с образованием кинематического эффекта потока (см. 1.6.1). Найдем значение K_{π} при $\partial v / \partial H > 0$, поскольку этот случай встречается чаще. Для широкого прямоугольного русла $R \approx h_{cp} = h$ и

$$v = C \sqrt{hI} = \frac{1}{n} h^y \sqrt{hI} = \frac{1}{n} h^{y+0,5} \sqrt{I}.$$

Откуда

$$\partial v / \partial H = \partial v / \partial h = \frac{\sqrt{I}}{n} (y + 0,5) h^{y-0,5} = (y + 0,5) \frac{v}{h}.$$

Подставляя в формулу (3.209) $\partial v / \partial H$ и $\omega = Bh$, получаем $K_{\pi} = 1,5 + y$. Для параболического русла (аналогичный вывод не приводим) $K_{\pi} = \frac{2}{3} (2 + y)$. Значение y определяют по формуле (2.91).

Уровни (расходы) воды в сопоставляемых поперечных сечениях реки, соответствующие одинаковым фазам их изменения во времени, называют *соответственными уровнями* (расходами). Время добегания τ обуславливает возможную заблаговременность прогноза на данном участке реки. График связи соответственных уровней (расходов) получают по гидрометрическим данным за годы, предшествующие прогнозу. Для этого строят в совмещенном виде графики $H = H(t)$ для верхнего H_v и нижнего H_n сечений. Затем выделяют на них характерные точки — максимумы, минимумы, точки перегиба и др. Время добегания τ определяют как разность между датами наступления характерных уровней. В результате строят график соответственных уровней $H_n, t+\tau = H_n, t+\tau (H_v, t)$ и график $\tau = \tau(H_v)$. На участках рек без выраженной поймы τ убывает с увеличением уровня. При большом регулирующем объеме поймы τ может увеличиваться при выходе потока на пойму и во всех случаях образования ки-

нематического эффекта. При отсутствии четкой связи τ с уровнем можно принять $\tau = l/C_n$, вычисляя C_n , как изложено выше. При наличии паводочных петель (см. 2.5.3) графики соответственных уровней строят отдельно для подъема и спада половодья. В целях обобщения данных для различных фаз половодья следует построить графики $H_v = H_n(\tau/I)$, где I — уклон поверхности воды. При движении паводочных волн максимальный расход наступает раньше максимального уровня.

В гидрологии в целях прогнозов используются приближенные способы расчетов трансформации паводков, называемые инженерными способами. Их точность во многих случаях оказывается вполне удовлетворительной. Изложим один из таких способов для бесприточных участков русла реки. Уравнение неразрывности запишем в виде:

$$Q_v - Q_n = dW/dt, \quad (3.210)$$

где W — динамический объем воды на участке реки, ограниченном верхним и нижним поперечным сечениями соответственно с расходами Q_v и Q_n . В качестве уравнения, заменяющего динамическое уравнение, Н. М. Бернадский предложил использовать зависимость $W = W(H)$, названную им аккумулятивной функцией. Другие способы, предложенные позднее, основаны на идеях Н. М. Бернадского или являются развитием их. Чаще используется связь между W и расходами воды, поскольку существует зависимость $Q = Q(H)$.

В маскингемовском способе (именуемом по названию реки Маскингем в США) применяется уравнение:

$$W = \tau [kQ_v + (1 - k) Q_n], \quad (3.211)$$

где k — весовой коэффициент, изменяющийся от 0 до 1,0, в среднем $k \approx 0,2$; при $k = 0,5$ расход воды на участке равен среднеарифметическому из расходов Q_v и Q_n .

Для определения τ и k строится график зависимости W от величины, стоящей в квадратных скобках формулы (3.222) — средневзвешенный расход на участке — при различных k . Значение k , при котором связь близка к однозначной (петля на графике самая узкая), принимается за расчетное. При наличии морфометрических данных W , соответствующее расходом Q_v и Q_n , вычисляют как произведение средней площади поперечного сечения на участке на его длину. Полученное значение τ следует сопоставить со значением τ , подсчитанным по формуле:

$$\tau = \frac{l}{C_n} = \frac{2l}{K_n(v_v + v_n)}, \quad (3.212)$$

где v_v , v_n — средние скорости потока соответственно в верхнем и нижнем сечениях.

Зная τ и k , можно рассчитать трансформированный гидрограф в нижнем створе по гидрографу в верхнем створе, то есть

дать прогноз паводка (половодья). Запишем уравнения (3.210) и (3.211) в разностной форме:

$$\frac{Q_{B1} + Q_{B2}}{2} - \frac{Q_{H1} + Q_{H2}}{2} = \frac{W_2 - W_1}{\Delta t}, \quad (3.213)$$

$$W_2 - W_1 = \tau [k(Q_{B2} - Q_{B1}) + (1 - k)(Q_{H2} - Q_{H1})], \quad (3.214)$$

где Δt — расчетный интервал времени; 1, 2 — индексы, фиксирующие начало и конец интервала времени.

Решая эти уравнения, получаем:

$$Q_{H2} = C_{B1}Q_{B1} + C_{B2}Q_{B2} + C_{H1}Q_{H1}, \quad (3.215)$$

где

$$C_{B1} = (\tau k + 0,5\Delta t) \tau_*^{-1}, \quad (3.216)$$

$$C_{B2} = (-\tau k + 0,5\Delta t) \tau_*^{-1}, \quad (3.217)$$

$$C_{H1} = (\tau - \tau k - 0,5\Delta t) \tau_*^{-1}, \quad (3.218)$$

$$\tau_* = \tau - \tau k + 0,5\Delta t.$$

Расход Q_{H1} принимается, как измеренный расход в нижнем створе в начальный период времени. При отсутствии измерений Q_{H1} принимается при установившемся движении воды в реке.

Расчетный интервал Δt может выражаться часами или сутками в зависимости от продолжительности половодья. Из формул (3.216), (3.217) и (3.218) видно, что $C_{B1} + C_{B2} + C_{H1} = 1$, что может использоваться в качестве контроля правильности вычисления этих коэффициентов. В маскингемовском способе предвычисления гидрографа предполагается линейность водной поверхности между створами и постоянство τ и k при различных диапазонах уровней воды.

3.9.2. Прогноз стока по запасам воды в руслах

Запишем уравнение баланса воды (на период после схода снега в бассейне):

$$\sum_{t_0}^{t_0+t} Q \Delta t = W_{t_0} + \sum_{t_0}^{t_0+t} Q_r \Delta t + \sum_{t_0}^{t_0+t} Q_d \Delta t, \quad (3.219)$$

где t_0 — дата выпуска прогноза; t — заблаговременность прогноза; Q — расход воды в замыкающем створе, для которого дается прогноз; W_{t_0} — запас воды в руслах в момент времени t_0 ; Q_r — расход воды, обусловленный грунтовым (подземным) питанием реки; Q_d — расход воды, вызванный дождями, выпавшими за время t , считая от t_0 .

Так как поступление воды в русла опережает сток воды в замыкающем створе речного бассейна, то существует возможность его предсказать [левая часть уравнения (3.219)] по величинам, стоящим в правой части уравнения. Если считать малым сток, обусловленный дождевыми осадками за период t , а подземный сток стабильным, то связь между объемом стока в замыкающем створе и W_{t_0} становится близкой к функциональной. Определив такую связь по данным за предыдущие годы, можно прогнозировать сток за периоды от 5 сут до 1 мес и больше. Эта же методика может быть использована для прогнозирования наибольших расходов, когда построен график функции $Q_{\max} = Q_{\max}(W_{t_0})$. Запас воды в русле равен сумме запасов воды на всех его участках. Если известны морфологические данные, запас воды на участке

$$W_{t_0 i} = (\omega_{\text{в}} + \omega_{\text{н}}) l / 2,$$

где $\omega_{\text{в}}$, $\omega_{\text{н}}$ — площади живых сечений в створах, ограничивающих сверху и снизу участок реки длиной l .

Целесообразно построить график $W_{t_0 i} = W_{t_0 i}(H_{\text{ср}})$. Приближенно

$$W_{t_0 i} = 0,5\tau (Q_{\text{в}} + Q_{\text{н}}),$$

где τ — время добегания водной массы на данном участке реки, определяемое, как изложено выше.

Прогноз расходов во время спада половодья (паводка) основан на использовании уравнения, выражающего истощение запасов воды в руслах и грунтовых вод. Выведем это уравнение в предположение, что приток воды на участок реки отсутствует или мал ($Q_{\text{в}} \approx 0$). Поэтому уравнение (3.210), используя обозначения $Q_{\text{н}} = Q$, принимает вид:

$$-Qdt = dW. \quad (3.220)$$

В качестве второго уравнения принимаем линейную связь между расходом Q и объемом воды W :

$$W = \tau Q. \quad (3.221)$$

Дифференцируя это уравнение и подставляя dW в уравнение (3.220), получаем $dQ/Q = -dt/t$, откуда

$$\int_{Q_0}^{Q_t} \frac{dQ}{Q} = - \int_0^t \frac{dt}{\tau}.$$

Считая, что τ не зависит от t , находим

$$\ln \frac{Q_t}{Q_0} = -\frac{t}{\tau},$$

откуда

$$Q_t = Q_0 e^{-t/\tau}, \quad (3.222)$$

где Q_t — расход воды в прогнозируемый момент времени t ; Q_0 — расход воды через то же живое сечение в начальный момент времени; e — основания натуральных логарифмов.

Разложив $e^{-t/\tau}$ в ряд и приняв во внимание два первых члена, формулу (3.222) запишем в виде:

$$Q_t = Q_0 (1 - t/\tau), \quad (3.223)$$

что означает линейное убывание расхода в данном сечении реки.

3.9.3. Долгосрочный прогноз объема половодья

Прогноз стока за период половодья основан на использовании уравнения водного баланса речного бассейна, составленного для этого периода. Согласно Е. Г. Попову,

$$Y = X - I - U_0 \left[1 - \exp \left(-\frac{X - I}{U_0} \right) \right], \quad (3.224)$$

где Y — сток за период половодья; X — сумма запасов воды в снежном покрове и ледяной корке (перед началом снеготаяния) и весенних осадков; I — инфильтрация во время снеготаяния и выпадения дождей; U_0 — количество воды, задержанной на поверхности бассейна при заполнении водой всех бессточных углублений (объем бассейна при отсутствии инфильтрации); $\exp$ — символ экспоненты; все члены уравнения выражены в мм слоя воды. Величину U_0 приближенно определяют как среднюю разность $X - Y$ за годы с наиболее высоким предшествующим увлажнением почвы в бассейне и большой глубиной промерзания почвы. При расчете снеготаяния учитываются количество тепла, поступившего на поверхность снега, и потери тепла путем излучения и испарения.

Большой вклад в разработку метода расчета снеготаяния на физической основе внес П. П. Кузьмин.

На таяние снега затрачивается около 33,5 Дж на 1 мм талой воды. Для северной половины европейской территории СССР на 1 °С среднесуточной температуры воздуха приходится в среднем 5 мм слоя талой воды. В густом хвойном лесу этот показатель может снижаться до 1,4 мм на 1 °С. Снег на водосборах залегает неравномерно, что в методике расчета запасов воды на водосборе учитывается с помощью интегральных кривых рас-

пределения запасов воды в снеге по способу В. Д. Комарова. В. В. Рахманов исследовал (для бассейна р. Оки) корреляционные связи снегозапасов по данным отдельных метеорологических станций с объемом половодий. Оказалось, что среднмаксимальные снегозапасы в выбранных пунктах (репрезентативных) бассейна лучше коррелируются с весенним стоком рек, чем те же снегозапасы по всем пунктам снегосъемок.

* *
*

Наряду с прогнозами водного и ледового режимов, которые систематически выпускаются Гидрометцентром СССР и другими учреждениями Госкомгидромета СССР, большое значение имеют прогнозы русловых процессов (русловых деформаций) — предвычисления пространственно-временного изменения морфологического строения русл и пойм.

За основу классификации прогнозов русловых процессов Б. Ф. Сنيщенко принял следующие признаки: общецелевое назначение прогноза; генезис водотока; вид водотока; характер взаимодействия инженерных сооружений с русловым процессом; период предвычисления; метод прогноза.

Один из видов прогнозов русловых процессов — расчет времени заиления водохранилищ (см. часть 4). Прогнозы русловых деформаций при обваловании рек и пойменных территорий отличаются большой сложностью, так как в этих случаях могут находиться во взаимодействии различные по своему уровню дискретные русловые формы.

Возросло значение прогнозирования русловых процессов в связи с добычей (изъятием) нерудных строительных материалов (песка, гравия и пр.) из русл рек и пойм. Разработка карьеров в реках способствует снижению уровней воды в них и образованию дефицита наносов. При сниженных уровнях ухудшаются судоходные условия, обнажаются водозаборы и водовыпуски. Дефицит наносов на устьевых участках рек вызывает абразию морских берегов.

При прогнозировании русловых деформаций требуется детальный учет структуры потока, поэтому такие прогнозы объединяют в себе методы инженерной гидрологии и гидравлики.

4.1. ЗАДАЧИ И ВИДЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

4.1.1. Задачи регулирования стока

Водные ресурсы в нашей стране, как и на Земле в целом, огромны (см. 1.3). Однако их распределение по территории и во времени неравномерно.

В СССР около 80% поверхностных вод сосредоточено в северных и восточных районах, прилегающих к бассейнам Северного Ледовитого и Тихого океанов. Сток таких рек, как Обь, Енисей, Лена, Амур, составляет более 40% годового стока всех рек страны. На западные и южные районы, где сосредоточено около 80% населения, промышленного и сельскохозяйственного производства, приходится менее 14% водных ресурсов страны. Средний сток на одного жителя в наиболее развитых районах страны составляет 3 тыс. м³ в год.

Сток большинства рек за короткий период половодья или паводка составляет от 50 до 90% суммарного годового объема. Некоторые реки в засушливые периоды полностью пересыхают, другие промерзают зимой. Наряду с сезонной неравномерностью, сток неравномерен и по годам: наблюдается определенная цикличность в чередовании многоводных и маловодных рек и периодов.

Естественный режим речного стока в большинстве случаев не соответствует режиму водопользования. Требования на воду различных отраслей народного хозяйства часто не совпадают между собой и с режимом естественного стока.

Для более полного и рационального использования водных ресурсов в целях бесперебойного и надежного обеспечения водой населения, промышленности и сельского хозяйства необходимо воздействовать на естественный режим стока, то есть регулировать его.

В настоящем курсе под регулированием речного стока будем понимать перераспределение во времени объема стока в соответствии с требованиями водопользования, а также в целях борьбы с наводнениями (ГОСТ 19185—73. Гидротехника. Основные понятия).

Регулирование стока осуществляется с помощью специальных искусственных водоемов (водохранилищ) и является весьма важным мероприятием при разрешении очень многих водохозяйственных задач: водоснабжения, обводнения и орошения, рыбоводства, использования водной энергии, улучшения условий

судоходства и лесосплава, борьбы с наводнениями, селями, комплексного использования и охраны водных ресурсов.

К числу первых попыток регулировать сток может быть отнесено сооружение различного рода запруд, прудов и водоемов для целей сельского хозяйства: водоснабжения, орошения, лесосплава, помола зерна, водопоя скота и т. д. Следы такого рода регулирования стока обнаружены археологами в районах ранних цивилизаций и относятся к 4—6 тысячелетию до н. э. Крупные водохранилища в нашей стране начали сооружать в XVIII в. Только на Урале к середине XVIII в. действовало 156 металлургических, металлообрабатывающих и горнорудных предприятий с водно-силовыми установками и крупными искусственными водоемами. Ряд крупных каналов и гидротехнических сооружений, в том числе водохранилища, построены в XIX в. Однако настоящий размах гидротехническое строительство и регулирование стока получили после Великой Октябрьской социалистической революции. Крупные водохранилища построены на реках Волге, Днепре, Каме, Ангаре, Куре, Сырдарье, Амударье.

В СССР насчитывается около 1000 водохранилищ общим полным объемом более 850 км³ и полезным объемом более 414 км³.

Темпы создания водохранилищ имеют тенденцию к росту.

Экономическое и социальное значение водохранилищ огромно, оно будет, безусловно, возрастать и в будущем. Водоохранилища помогают решать продовольственную проблему (орошение земель, защита плодородных земель от наводнения, рыбоводство), энергетическую проблему (гидравлические, тепловые и атомные электростанции), проблему полного и надежного удовлетворения коммунальных и рекреационных потребностей населения (хозяйственно-питьевое водоснабжение, создание условий для отдыха, спорта) и многое другое. Создание водохранилищ обеспечивает рациональное использование водных ресурсов. Без регулирования стока и водохранилищ не могут быть решены многие народнохозяйственные проблемы.

Регулирование стока как научная дисциплина начало формироваться в основном в XX в.

Большой вклад в развитие теории регулирования речного стока внесли советские ученые. В трудах М. В. Потапова, С. Н. Крицкого, М. Ф. Менкеля, А. Д. Саваренского, Я. Ф. Плешкова, Н. А. Картвелишвили, Г. Г. Сванидзе, Д. Я. Ратковича и других ученых выдвинуты новые идеи, сделаны широкие обобщения, заложены теоретические основы расчетов регулирования стока. Регулирование речного стока стало самостоятельной научной дисциплиной, в которой разрабатываются теория и методы расчетов регулирования и использования речного стока. К ее основным разделам и задачам относятся:

гидрологические расчеты при проектировании водохранилищ (рассматриваются методы и приемы определения основных гид-

рологических характеристик водотока, на котором создается водохранилище, а также их изменение при регулировании стока);

водохозяйственные расчеты, то есть определение параметров водохранилища в зависимости от назначения, требования водопользователей, качества и режима водных ресурсов;

использование водных ресурсов водохранилищ (расчеты, на основе которых разрабатываются правила регулирования стока и эксплуатации водохранилища).

Регулирование стока как научная дисциплина опирается на гидрометрию, гидрологию и речную гидравлику, использует теорию вероятностей, методы математического регулирования и статистического анализа. Она тесно соприкасается с такими специальными дисциплинами, как комплексное использование водных ресурсов, гидротехнические сооружения, сельскохозяйственные гидротехнические мелиорации, гидроэнергетика, водоснабжение, эксплуатация гидромелиоративных систем и др.

4.1.2. Водопотребление и водоиспользование.

Виды регулирования стока

В соответствии с Основами водного законодательства Союза ССР и союзных республик водные объекты, в том числе и водохранилища, могут использоваться для питьевых, бытовых и иных нужд населения, для лечебных, курортных, оздоровительных целей (рекреативное использование), нужд сельского хозяйства, промышленности, водного и воздушного транспорта, лесосплава, гидроэнергетики, рыбного и охотничьего хозяйства, заповедников и иных государственных и общественных надобностей.

Все потребители воды, то есть государственные, кооперативные и общественные предприятия, организации, учреждения и граждане СССР, которые пользуются водой для своих нужд, условно могут быть разделены на две большие группы: водопользователи и водопотребители. Водопользователи используют воду без изъятия из водоемисточника.

Водопотребители используют воду с безвозвратным изъятием из водоемисточника.

К **водопользователям** относят энергетику, водный транспорт, лесосплав, рыбное хозяйство, рекреации (спорт, отдых, туризм).

Энергетика — один из наиболее крупных потребителей воды. На гидроэлектростанциях (ГЭС) энергия водотока непосредственно используется для выработки электрической энергии. Режим работы ГЭС характеризуется суточной, недельной и сезонной неравномерностью.

Суточная неравномерность определяется главным образом резкими и значительными изменениями в расходовании электроэнергии на культурно-бытовые и коммунальные нужды, а также сменностью работы промышленных предприятий.

Недельная неравномерность связана с изменениями в режиме работы предприятий в течение недели и наличием выходных дней.

Сезонная неравномерность обусловлена сменой климатических сезонов, а также сезонным режимом работы некоторых отраслей народного хозяйства и предприятий. Лимитирующим сезоном для ГЭС, как правило, является зима. Очевидно, что с изменением режима работы ГЭС одновременно меняется количество используемой для выработки электроэнергии воды. Качество воды для работы ГЭС существенного значения не имеет; сами ГЭС воду не загрязняют. На тепловых (ТЭС) и атомных (АЭС) электростанциях режим потребления, как правило, равномерный в течение всего периода. Лимитирующий период — зима, лето — осень. Вода в основном расходуется на выработку пара и, кроме того, на охлаждение пара, масла, газа, подшипников, гидравлического удаления золы и шлака. Тепловая электростанция мощностью 1 млн кВт потребляет 1,2... 1,6 км³ воды в год, а атомная в 1,5... 2 раза больше. Поскольку температурный градиент сбрасываемой ТЭС и АЭС воды по отношению к забираемой достигает 10 °С, происходит так называемое тепловое загрязнение водоемочника. При этом значительно снижается содержание в воде кислорода, что отрицательно сказывается на растительности и живых организмах, многократно повышается токсичность вредных веществ. Безвозвратные потери воды на ГЭС и АЭС невелики и составляют 1... 3%.

Водный транспорт и лесосплав предъявляют в основном режимные требования на воду: необходимые глубины и скорости течения, внутрисуточные колебания и интенсивность подъема и спада уровней воды.

Режим водопользования — сезонный. Лимитирующий период — летняя межень. Зимой необходимо обеспечение минимального гарантированного уровня воды на период зимнего отстоя судов. Речное судоходство и лесосплав загрязняют реки, ухудшают качество воды в них. В процессе эксплуатации судов в реки поступает масло, отходы нефтепродуктов, пищевые остатки и др. При лесосплаве реки загрязняются корой деревьев, при разложении которой поглощается большое количество кислорода, что отрицательно отражается на живых организмах, особенно на рыбе. На шлюзование и обеспечение необходимых глубин расходуется 1... 3% объема среднегодового стока.

Рыбное хозяйство предъявляет свои требования к водоемочнику, главные из них — необходимое качество воды для жизни и воспроизводства рыбы, обеспечение необходимых глубин, скоростей течения и динамики их, особенно в период нереста и зимы. Рыба очень чувствительна к загрязнению воды.

Создание рекреационных зон предъявляет определенные требования к качеству воды, содержанию водоемов, их водному режиму. В то же время рекреационное водопользование — один из существенных факторов антропогенного воздействия на ка-

чество воды — загрязнение водоемов пищевыми и другими отходами, бытовыми трудноконтролируемыми стоками, маслом и нефтепродуктами водно-моторных средств и т. д.

К **водопотребителям** относят отрасли народного хозяйства, в которых использование воды связано с изъятием ее из вод источника. При этом часть воды теряется безвозвратно, так как она входит в состав промышленной или сельскохозяйственной продукции, а также расходуется на испарение в процессе ее использования. К этой группе относят промышленное и коммунальное водоснабжение, сельское хозяйство.

Промышленное водоснабжение характеризуется в основном равномерным графиком потребления воды в течение суток. Количество потребляемой воды зависит от вида промышленной продукции, технологии ее производства и режима использования воды при этом, мощности предприятия. В число водоемких отраслей промышленности входят химическая, целлюлозно-бумажная, черная и цветная металлургия. Безвозвратные потери составляют в черной металлургии около 24%, в цветной металлургии 17%, в химической промышленности 16%, в топливной и нефтехимической 13%, в целлюлозно-бумажной 11% общего водозабора на промышленные нужды.

Для промышленных предприятий большое значение имеет бесперебойное обеспечение водой, а также ее качество, общая минерализация, жесткость, температура и т. д. В свою очередь, промышленные предприятия, сбрасывая неочищенные или недостаточно очищенные сточные воды, загрязняют водоем или вод источник.

Коммунальное водоснабжение удовлетворяет нужды населения, предприятий бытового обслуживания (бани, прачечные, столовые и т. д.), служит для противопожарных целей.

Город с миллионным населением потребляет не менее 0,5 млн. м³ воды в сутки, а в перспективе это потребление возрастет до 1 млн. м³. Объемы хозяйственно-питьевого водопотребления устанавливаются соответствующими СНиПами и зависят от климатических условий, степени благоустроенности населенных пунктов, численности населения. Режим водопотребления характеризуется суточной и недельной неравномерностью; в течение года график водопотребления относительно равномерен, с некоторым увеличением ($\approx$ на 10%) в летнее время. Качество воды, используемой для питьевых и бытовых нужд населения, должно быть высоким и соответствовать установленным нормативам. Вода, использованная в коммунальном хозяйстве и в виде бытовых стоков поступающая обратно в вод источник, содержит большое количество примесей органического, биологического и механического происхождения. Такая вода должна быть обязательно подвержена очистке.

Сельское хозяйство — наиболее крупный водопотребитель. Вода расходуется на орошение и обводнение земель, водоснабжение. Главный водопотребитель в сельском хозяйстве — ороше-

ние. Орошение требует больших затрат воды, которая расходуется на транспирацию и испарение с поверхности почвы и листьев растений, при этом более 70% воды теряется безвозвратно. Как водопотребитель, орошение отличается сезонной неравномерностью. Наибольшая потребность в воде приходится на периоды вегетации. Суточная и недельная неравномерность хотя и имеется, но проявляется нерезко. Орошение предъявляет соответствующие требования к качеству воды. В оросительной воде допускается содержание растворимых солей до 0,1%, то есть 1 г/л; при минерализации воды от 2 до 5 г/л необходимо учитывать химический состав солей, свойства почвы и орошаемые культуры. Нуждается в очистке и вода, содержащая большое количество наносов. В свою очередь, оросительные мелиорации способствуют повышению минерализации в водосточниках вследствие подъема уровней минерализованных грунтовых вод, дренажа и промывки засоленных почв.

По мере развития народонаселения и отраслей народного хозяйства масштабы использования водных ресурсов и воздействия на их качество непрерывно увеличиваются.

В связи с этим весьма актуальной стала проблема комплексного использования и охраны водных ресурсов. В начале 60-х годов в нашей стране были приняты решения о разработке схем комплексного использования и охраны водных ресурсов как в целом по стране, так и по отдельным республикам и речным бассейнам, а также о составлении Генеральной схемы комплексного использования и охраны водных ресурсов СССР. Составление схем комплексного использования и охраны водных ресурсов предусмотрено Основами водного законодательства Союза ССР и союзных республик. Основная задача Генеральной схемы — разработка принципиальных направлений развития водного хозяйства СССР. Она определяет основные водохозяйственные и другие мероприятия для удовлетворения потребностей населения и народного хозяйства в воде, а также для охраны вод и капитальные вложения для осуществления этих мероприятий, устанавливает необходимость регулирования стока, его экономическую эффективность, рассматривает возможность переброски стока из других бассейнов. Согласно Основам водного законодательства Союза ССР и союзных республик, планирование использования вод должно обеспечивать научно обоснованное распределение их между водопользователями с учетом первоочередного удовлетворения питьевых и бытовых нужд населения, охрану вод и предупреждение их от загрязнения и истощения.

Важное место при планировании использования водных ресурсов принадлежит составлению перспективных водохозяйственных балансов (ВХБ).

Под водохозяйственным балансом понимают количественное соотношение наличных и пригодных к использованию водных ресурсов с запросами на воду потребителей в пределах

определенной территории за некоторый промежуток времени. Это один из основных документов государственного учета и планирования вод. Составляют ВХБ для маловодных, среднемаловодных и средних по водности лет, соответствующих расчетным обеспеченностям 95, 75, 50%.

Водохозяйственный баланс состоит из приходной, расходной и результирующей частей. К приходной части относят: речной и подземный сток рассматриваемой территории W_c , приток воды с соседних бассейнов и возвратных вод с вышерасположенных участков $W_{пр}$, переброску стока из других бассейнов $W_{пб}$. Расходная часть включает: подачу воды потребителям $W_{вз}$, на санитарные цели, судоходство, отдых, а также для разбавления сточных вод $W_{сан}$ и предельные минимальные расходы $W_{мин}$, которые должны поддерживаться в водотоке в маловодный период. Кроме того, необходимо учитывать регулирование стока водохранилищами $\pm \Delta V$ и потери воды на фильтрацию и испарение $V_{п}$. Результирующей составляющей ВХБ является избыток или дефицит водных ресурсов $\pm \Delta W$.

Таким образом, уравнение ВХБ можно представить в следующем виде:

$$W_c + W_{пр} + W_{пб} - W_{вз} - W_{сан} - W_{мин} \pm \Delta V - V_{п} = \pm \Delta W. \quad (4.1)$$

Различают перспективные, оперативные и отчетные ВХБ. Перспективные ВХБ составляют на период 15...20 лет и более (отдаленная перспектива), а также на срок действия пятилетних планов развития народного хозяйства (ближайшая перспектива). При перспективном планировании учитывают: изменение стока в результате человеческой деятельности, колебания норм водопотребления на человека, а также на выпуск единицы продукции в промышленности и сельском хозяйстве; совершенствование технологии водоемких потребителей; намечаемые структурные сдвиги в развитии и размещении производительных сил страны, оказывающие решающее влияние на характер и масштабы крупных водохозяйственных мероприятий. Оперативные ВХБ охватывают ближайший предстоящий период эксплуатации водохозяйственной системы (год, сезон, квартал, месяц, декада). Отчетные ВХБ составляют за прошедший период.

Водохозяйственный баланс составляют для соответствующей территории: речного бассейна, экономического района, союзной республики, страны. С помощью ВХБ оценивают наличие и степень использования водных ресурсов на соответствующей территории, устанавливают районы с их дефицитом и намечают мероприятия по развитию водного хозяйства и размещению водохозяйственных объектов (водохранилищ, трасс переброски и т. д.)

В зависимости от задач, характера и состава водопотребителей применяют различные виды регулирования стока, которые классифицируют по трем основным признакам: назначению, продолжительности и степени регулирования стока.

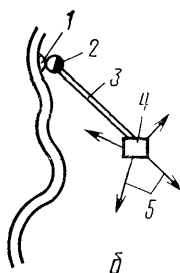
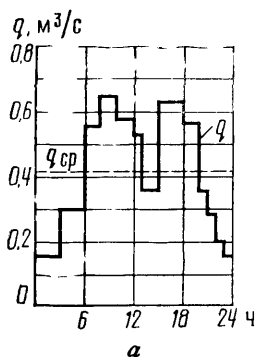


Рис. 4.1. Суточное регулирование стока:

а — график водопотребления; *б* — схема размещения водохранилища суточного регулирования стока; 1 — водозаборное сооружение; 2 — насосная станция; 3 — магистральный канал; 4 — водохранилище суточного регулирования стока; 5 — водоразводящая сеть.

По назначению водохранилища подразделяют на запасные, задерживающие (противопаводковые) и комплексные.

Основная задача **запасных**

водохранилищ состоит в повышении расходов воды в маловодные периоды за счет сработки запасов воды, созданных путем временного задержания избытков стока над потреблением в многоводные сезоны или годы. Это наиболее распространенный тип водохранилищ. Они обслуживают энергетику, коммунальное и промышленное водоснабжение, сельское хозяйство, рыбное хозяйство, речной транспорт и другие отрасли народного хозяйства.

Задерживающие (противопаводковые) водохранилища предназначены в основном для борьбы с наводнениями и селевыми потоками.

Путем временного задержания части стока в периоды многоводья (паводка или половодья) снижаются максимальные расходы воды, поступающие в нижний бьеф водохранилища, и предотвращается опасность наводнения.

Комплексные водохранилища совмещают функции запасного и задерживающего водохранилища.

По продолжительности различают суточное, недельное, краткосрочное, сезонное (годовое) и многолетнее регулирование стока.

Суточное регулирование заключается в перераспределении в течение суток практически равномерного стока реки Q в соответствии с требованиями потребителей. Вода накапливается в водохранилище в часы малого потребления и расходуется из него в часы повышенного. Цикл регулирования (наполнение и сработка) — сутки.

Наиболее широко суточное регулирование распространено в водоснабжении и гидроэнергетике. Кроме того, его применяют в орошении.

Объем водохранилища при суточном регулировании определяют сопоставлением неравномерного суточного графика водопотребления со средним расходом водопотребления за сутки (рис. 4.1, *а*). Когда средний расход водопотребления $q_{ср}$ больше расхода по суточному графику q , водохранилище заполняется, а когда $q > q_{ср}$, водохранилище срабатывается. Отношение максимального расхода потребления в течение суток q_{max} к средне-

суточному $q_{\text{ср}}$ называют коэффициентом неравномерности суточного потребления:

$$\eta = q_{\text{max}}/q_{\text{ср}}.$$

Этот коэффициент показывает, во сколько раз может быть увеличено число водопотребителей при суточном регулировании. Действительно, при отсутствии суточного регулирования число потребителей

$$N_1 = Q/q_{\text{max}},$$

а при наличии суточного регулирования

$$N_2 = Q/q_{\text{ср}}.$$

Сопоставляя N_1 и N_2 , получаем

$$N_2/N_1 = q_{\text{max}}/q_{\text{ср}} = \eta > 1.$$

Кроме того, суточное регулирование позволяет уменьшать размеры, а следовательно, и стоимость водозаборного сооружения, насосной станции, водовода (канала или трубопровода), так как сооружения при наличии водохранилища рассчитывают не на максимальный, а на средний расход (рис. 4.1, б).

В гидроэнергетике суточное регулирование дает возможность повысить установленную мощность ГЭС и увеличить выработку электроэнергии. Вместе с тем следует иметь в виду, что суточное регулирование сопровождается значительными колебаниями уровня воды в нижнем бьефе ГЭС, что отрицательно сказывается на условиях для судоходства, рыбного хозяйства, работы водозаборных сооружений предприятий и оросительных систем.

Недельное регулирование заключается в перераспределении в течение недели равномерного стока в соответствии с неравномерным потреблением. Перевод большинства предприятий СССР на работу с двумя выходными днями в неделю значительно повысил возможность использования избыточного стока в нерабочие дни для повышения отдачи в рабочие.

Если суточное потребление воды в рабочие дни q_1 , а в нерабочие дни q_2 , то при продолжительности недели n суток, в числе которых два дня нерабочих, общее потребление воды за неделю составит (рис. 4.2):

$$\sum_1^n q = [q_1(n-2) + 2q_2] \cdot 86\,400. \quad (4.2)$$

Средний расход водопотребления за неделю

$$q_{\text{ср}} = [q_1(n-2) + 2q_2]/n. \quad (4.3)$$

Объем водохранилища недельного регулирования стока равен объему недоиспользованного стока в два выходных дня, когда водопотребление понижено, то есть

$$V_{\text{нед}} = V_2 = 2(q_{\text{ср}} - q_2) \cdot 86\,400. \quad (4.4)$$

Подставив в формулу (4.4) значение $q_{\text{ср}}$ и выполнив простейшие преобразования, окончательно получим

$$V_{\text{нед}} = 2(q_1 - q_2)(n - 2)n^{-1} \cdot 86\,400. \quad (4.5)$$

Полный цикл при недельном регулировании (наполнение и сработка) равен неделе. Применяется оно в основном в промышленном водоснабжении и гидроэнергетике.

Краткосрочное непериодическое регулирование стока — это такое регулирование, при котором вода из водохранилища подается в виде краткосрочных непериодических пусков для поддержания расходов или уровней воды на нижележащем участке водотока в соответствии с требованиями водопользователей. Необходимый объем воды в водохранилище накапливается в течение ряда суток, а сосредоточенный пуск осуществляют в продолжение нескольких часов. Этот вид регулирования применяют преимущественно для создания необходимых глубин при лесосплаве, судоходстве, а также в санитарных, сельскохозяйственных, рыбохозяйственных и других целях.

Сезонное (годовое) регулирование стока позволяет перераспределять сток в течение сезона или года (рис. 4.3). Во время половодий и паводков водохранилище наполняют, в период межени срабатывают. Различают полное и неполное сезонное регулирование стока. При полном регулировании водоотдача с заданной обеспеченностью за год должна быть равна объему годового стока той же обеспеченности. В многоводные годы излишки воды сбрасываются в нижний бьеф водохранилища, в маловодные годы, когда сток ниже расчетного, возникает дефицит отдачи. При неполном регулировании водопотребление меньше годового стока расчетной обеспеченности, и часть стока после наполнения водохранилища идет на сброс.

Объем водохранилища сезонного регулирования определяет путем сопоставления расчетного стока и потребления. Методика расчета будет рассмотрена в разделе 4.6.

Сезонное регулирование — наиболее распространенный вид регулирования стока (при водоснабжении, в энергетике, при орошении и в других отраслях народного хозяйства).

Многолетнее регулирование стока заключается в перераспределении стока в течение длительного многолетнего периода (рис. 4.4). Цикл регулирования (наполнение и сработка водохранилища) длится несколько лет. Дефицит в воде за маловодные n -летия (на рис. 4.4. заштрихованная часть) покрывается из запасов воды, накопленных в водохранилище за многоводный период, предшествующий маловодью.

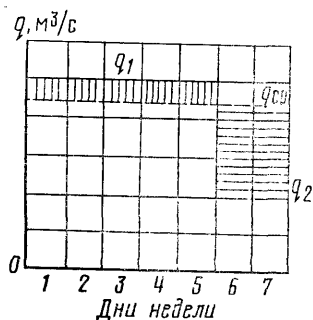


Рис. 4.2. Недельное регулирование стока.

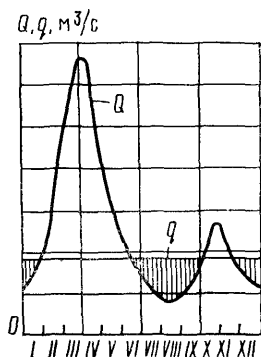


Рис. 4.3. Сезонное (годовичное) регулирование стока.

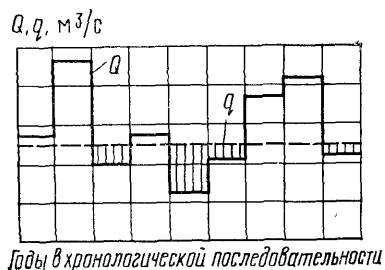


Рис. 4.4. Многолетнее регулирование стока.

Многолетнее регулирование стока — наиболее полный и совершенный вид регулирования, отвечающий задачам комплексного использования водных ресурсов. При этом виде регулирования нужны существенно большие по размерам водохранилища, чем при других.

Методика расчета многолетнего регулирования стока приведена в разделах 4.6 и 4.7.

По степени использования стока различают полное и неполное регулирование. При полном регулировании используется весь сток, и водохранилище работает без сброса; при неполном — часть стока не используется и идет на сброс.

С возрастанием использования речного стока возникают и получают развитие новые виды регулирования стока. Наряду с рассмотренными, широко применяют каскадное и компенсирующее регулирование.

Каскадное регулирование стока имеет место, если водохранилища размещены последовательно в виде ступеней на одной реке.

Компенсирующее регулирование обеспечивает покрытие дефицита в воде путем пусков из водохранилища, расположенного выше водозабора.

Общие принципы и методы расчета каскадного и компенсирующего видов регулирования стока рассмотрены в разделе 4.9.

4.2. ВОДОХРАНИЛИЩА И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКИ

4.2.1. Назначение и классификация водохранилищ

Водохранилище — искусственно созданный водоем для хранения воды и регулирования стока. Наибольшее распространение получили водохранилища, создаваемые в долинах естественных водотоков постройкой водоподпорных сооружений (плотин, шлюзов и т. п.) На участке выше водоподпорного сооружения

(плотины) повышаются уровни и аккумулируются большие объемы воды, которые используются для хозяйственных целей. Длина водохранилища равна дальности распространения подпора от плотины.

Водохранилища классифицируют по ряду признаков. Выделяют пять основных типов водохранилищ: равнинные, предгорные, горные, озерные, наливные (Водохранилища мира, 1979).

Равнинные водохранилища характеризуются следующими признаками: относительно большой площадью поверхности воды, небольшой максимальной (15...25 м) и средней (обычно 5...9 м) глубинами, небольшой сработкой (в пределах 2...7 м), интенсивными процессами переработки берегов, сложенных большей частью рыхлыми размываемыми породами. Эти водохранилища, как правило, имеют большую емкость и используются комплексно.

В результате подъема уровня воды, вызванного сооружением плотины на равнинных реках, для которых характерны небольшие уклоны, затапливаются обширные площади, в том числе ценные для сельскохозяйственного производства пойменные земли, луга, пастбища, а также леса, возникает необходимость переноса населенных пунктов и важных объектов. Вследствие повышения уровня грунтовых вод происходит подтопление значительной части примыкающей к водохранилищу территории. Кроме того, при сооружении водохранилищ на равнинных реках образуются мелководные участки, которые, не представляя интереса с точки зрения регулирования стока ввиду их малого объема, существенно увеличивают потери воды на испарение, а также подвержены зарастанию, заболачиванию, заилению, отрицательно влияют на качество воды в водохранилище. Поэтому нормативные уровни и объем равнинных водохранилищ лимитируются различными условиями и назначаются на основе технико-экономического анализа. К этому типу водохранилищ можно отнести Куйбышевское, Рыбинское, Цимлянское, Каховское и др.

Водохранилища предгорных и плоскогорных областей характеризуются большими глубинами (до 70...100 м и более), значительной сработкой (до 10...20 м), сравнительно небольшой интенсивностью переработки берегов, незначительным затоплением и подтоплением территории.

Для **горных водохранилищ** характерны большие глубины (нередко более 100 м) и сработка (до 100 м и более). Затопляемая площадь, подтопление, переработка берегов, фильтрация из водохранилища незначительны. Поперечный профиль долины горных рек обычно совпадает с руслом, он может иметь вид узкого каньона; склоны берегов крутые, нередко ступенчатые, русло слабоизвилистое, без поймы; при сработке водохранилища площадь поверхности воды изменяется плавно.

В этих условиях для создания большой емкости необходимо возведение высокой плотины. Горные реки имеют большие укло-

ны и скорости течения воды, транспортируют крупные фракции наносов, что приводит к заилению водохранилищ. К этому типу относятся большинство водохранилищ Восточной Сибири и Дальнего Востока, некоторые водохранилища Урала, Кавказа и Средней Азии.

Озерные водохранилища создают путем сооружения плотины на реке, вытекающей из озера, и подпор, вызванный плотиной, распространяется на озеро. Преимущество этих водохранилищ заключается в том, что при незначительном подпоре и небольшой площади затопления земель в них можно аккумулировать большие объемы воды.

К водохранилищам озерного типа относят Иркутское, Бухтарминское, Верхне-Свирское и др.

Наливные водохранилища чаще всего сооружают путем использования естественных котловин и обвалования пониженных участков территорий вблизи реки. Применяют их главным образом при орошении земель и строительстве гидроаккумулирующих электростанций (ГАЭС). В качестве примеров такого типа водохранилищ можно назвать Большое на Большом Ставропольском канале, Катта-Курганское вблизи р. Зеравшана, Хаузахское на Каракумском канале, Тбилиское и др.

Водохранилища классифицируют также по площади водной поверхности и объему (табл. 4.1).

4.1. Классификация водохранилищ по размерам

Категория водохранилищ	Полный объем, км ³	Площадь водной поверхности, км ²
Крупнейшие	Более 50	Более 5 000
Очень крупные	50...10	5 000...500
Крупные	10...1	500...100
Средние	1...0,1	100...20
Небольшие	0,1...0,01	20...2
Малые	Меньше 0,01	Менее 2

Искусственный водоем небольших размеров и площадью водной поверхности менее 1 км² называют прудом.

Существуют и другие классификации водохранилищ; по глубинам, конфигурации, термическому режиму и т. д.

4.2.2. Основные составляющие объема и нормативные уровни водохранилищ

Параметры водохранилища, определяющие его размеры, устанавливают на основе водохозяйственного расчета. При этом объем воды в водохранилище принято подразделять на мертвый и полезный (рис. 4.5).

Мертвый объем $V_{умо}$ — это постоянная часть полного объема водохранилища, которая в нормальных условиях эксплуатации не сбрасывается и в регулировании стока не участвует.

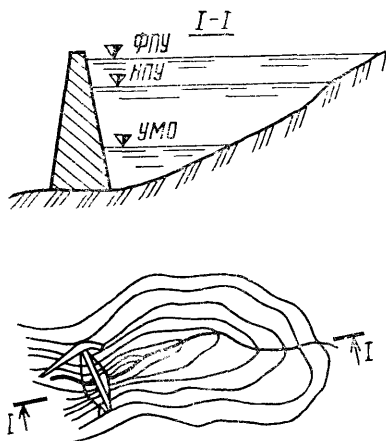


Рис. 4.5. План и схематический продольный профиль водохранилища.

выше УМО и ограничен сверху нормальным подпорным уровнем (НПУ), то есть наивысшим проектным подпорным уровнем верхнего бьефа, который может поддерживаться в нормальных условиях эксплуатации гидротехнических сооружений.

Полный объем водохранилища соответствует отметке НПУ и равен сумме полезного и мертвого объемов:

$$V_{\text{плн}} = V_{\text{нпу}} = V_{\text{умо}} + V_{\text{плз}}. \quad (4.6)$$

Подпорный уровень выше нормального, временно допускаемый в верхнем бьефе в чрезвычайных условиях эксплуатации гидротехнических сооружений, называют форсированным подпорным уровнем (ФПУ). Он ограничивает сверху объем воды, находящейся в водохранилище выше НПУ, который называют форсированным (или противопаводковым) объемом $V_{\text{фпу}}$.

Главная задача водохозяйственного расчета водохранилища — определение полезного объема $V_{\text{плз}}$ и выбор отметки НПУ. Полезный объем — это рабочий объем водохранилища, предназначенный для регулирования стока с целью гарантированного обеспечения потребителей водой. Он зависит от назначения водохранилища, продолжительности регулирования (суточное, сезонное, многолетнее) и находится путем сопоставления расчетного стока и суммарного водопотребления.

Полезный объем имеет определяющее значение при вычислении отметки нормального подпорного уровня, на выбор которой оказывают влияние особенности створа плотины и ложа водохранилища. Применительно к НПУ рассчитывают гидротехнические сооружения, обеспечивающие работу водохранилища, их габариты и размещение, устанавливают экономические показатели регулирования стока, ущерб, наносимый народному

Уровень поверхности воды, ограничивающий этот объем сверху, называют уровнем мертвого объема (УМО). При наличии в плотине донных отверстий мертвый объем делится на объем ниже порога отверстий, не срабатываемый самотеком, и объем выше отверстий, который при необходимости (в исключительных условиях) может быть частично сработан.

Полезный объем $V_{\text{плз}}$ — основной объем водохранилища, непосредственно используемый для регулирования стока. Он расположен

хозяйству затоплением, подтоплением и переработкой берегов. Окончательно НПУ принимают в результате технико-экономического сопоставления различных вариантов.

Мертвый объем $V_{\text{УМО}}$ и соответствующий ему УМО определяют с учетом ряда условий.

На реках, транспортирующих большое количество наносов, мертвый объем необходим для аккумуляции твердого стока, чтобы предотвратить уменьшение полезного объема в течение расчетного срока службы водохранилища.

На водохранилищах, используемых для коммунально-бытового водоснабжения и рыбного хозяйства, главными факторами, определяющими мертвый объем и УМО, являются санитарно-технические требования и условия обеспечения необходимого качества воды. Согласно этим условиям, средняя глубина воды в водохранилище при УМО должна быть более 2,5 м, а площадь мелководья с глубинами менее 2 м — не более 30...35% поверхности воды водохранилища.

При транспортном использовании водохранилища УМО определяют, как минимальный навигационный уровень, обеспечивающий необходимые глубины для судоходства.

В водохранилищах для коммунального и промышленного водоснабжения, орошения, обслуживания ТЭС и АЭС УМО назначают из условий нормальной бесперебойной работы водозаборных сооружений при минимальных уровнях воды.

Для гидроэлектростанций УМО соответствует глубина сработки водохранилища, при которой обеспечивается максимальная выработка электроэнергии.

Форсированный объем $V_{\text{ФПУ}}$ создается путем форсирования уровня воды в водохранилище выше НПУ в период высоких паводков или половодий, чтобы предотвратить наводнения в нижнем бьефе. Поэтому его называют иногда противопаводковым. Отметка форсированного подпорного уровня (ФПУ) зависит от максимальных расходов воды расчетной обеспеченности, гидрографа паводка, размеров и расположения сбросных сооружений. Обычно превышение НПУ при форсировке составляет 20...70 см, при прохождении же паводков, 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 может достигнуть 1...3 м. Необоснованное превышение НПУ приводит к дополнительному, хотя и кратковременному, затоплению и подтоплению территории, наносит ущерб сельскому хозяйству, неблагоприятно отражается на работе гидротехнических сооружений и объектов народного хозяйства, оказывающихся в зоне влияния водохранилища. Поэтому величина и продолжительность форсировки уровня воды в водохранилище должны быть экономически обоснованы.

При регулировании стока изменяется режим водотока не только выше плотины, но и в ее нижнем бьефе: возрастают меженные и уменьшаются расходы и уровни в период паводков и

половодий, увеличиваются амплитуда и частота колебаний уровней, особенно при суточном и недельном регулировании, изменяются термический и связанный с ним ледовый режимы ниже плотины, более интенсивно протекают русловые процессы и т. д. В связи с этим при водохозяйственных расчетах нормируются также расходы и уровни воды в нижнем бьефе водохранилищ.

В период пропуска половодья и паводков в нижнем бьефе лимитируют максимальный уровень, чтобы не допустить наводнения. В то же время в этот период должно быть предусмотрено поступление в нижний бьеф таких расходов воды, при которых обеспечивается и поддерживается в течение определенного срока затопление заливных пойменных сенокосов, а также нерестилищ рыбы.

Нормируют минимальные суточные уровни воды ниже плотины в створах промышленно-питьевых и оросительных водозаборов, при которых обеспечивается не только бесперебойный забор воды, но и необходимое качество ее.

Повышенная сработка воды из водохранилища, суточная и недельная неравномерность в его работе ухудшают условия сельскохозяйственного использования земель, нанося ущерб рыбному хозяйству, затрудняют работу водного транспорта, активизируют русловые процессы в нижнем бьефе. Для сглаживания этих отрицательных последствий предусматривают ограничения внутрисуточных колебаний уровня нижнего бьефа и удельных сбросных расходов.

Основные параметры водохранилища, определяющие его размеры, должны быть технически и экономически обоснованы. Оптимальные параметры выбирают на основе сопоставления народнохозяйственного эффекта регулирования стока с капитальными вложениями на строительство гидротехнических сооружений, мероприятия по инженерной подготовке территории, возмещение ущерба от затопления и подтопления, перенос или новое строительство жилых домов, производственных и иных объектов, переселение населения и т. д. При этом обязательно должны быть учтены вопросы комплексного использования водных ресурсов и их охраны, социологические и экологические аспекты последствий регулирования стока, возможности изменения режима и расширения функций водохранилища в перспективе.

4.2.3. Батиграфические характеристики водохранилищ

К основным характеристикам водохранилища относят зависимости площади водной поверхности Ω и объема воды V от уровня H или глубины h в нем (рис. 4.6). Кривую $\Omega = \Omega(H)$, или $\Omega = \Omega(h)$, называют кривой площадей водной поверхности водохранилища, кривую $V = V(H)$, или $V = V(h)$, — кривой объемов

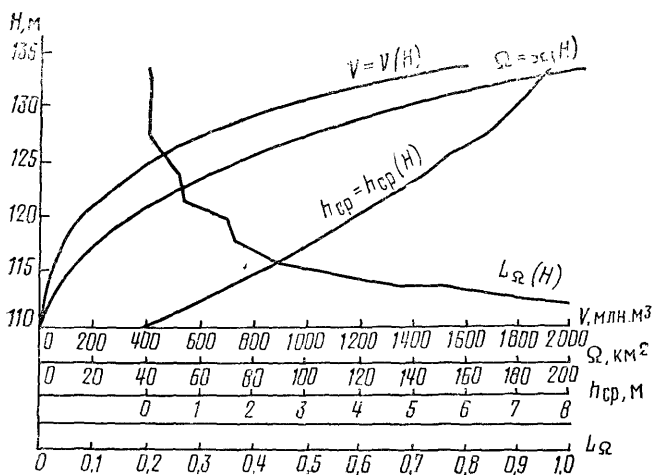


Рис. 4.6. Батиграфические кривые.

водохранилища. Часто эти кривые наносят на один график и называют батиграфическими кривыми.

Различают статический и динамический объемы. Объем воды, подсчитанный в предположении, что поверхность воды в водохранилище горизонтальная, называется статическим объемом. Если же объем V вычисляют с учетом кривой свободной поверхности в водохранилище, то его называют динамическим объемом.

Исходным материалом для построения кривой площадей водохранилища служат крупномасштабные топографические карты. Площади водной поверхности водохранилища Ω , соответствующие различным уровням воды H , считая поверхность воды горизонтальной, определяют путем планиметрирования площадей, заключенных между отдельными горизонталями и створом плотины, замыкающим горизонтали у берегов (см. рис. 4.5). Кривую $\Omega = \Omega(H)$ строят в прямоугольных координатах: на оси ординат откладывают уровни H или глубины h , на оси абсцисс — площадь Ω . С повышением уровня воды площадь водной поверхности увеличивается.

Элементарный объем воды в водохранилище

$$dV = \Omega dH. \quad (4.7)$$

Следовательно, объем воды, соответствующий уровню воды H , можно вычислить по уравнению

$$V = \int_{H_0}^H \Omega dH, \quad (4.8)$$

где H_0 — отметка дна у плотины.

Поскольку кривая $\Omega = \Omega(H)$ имеет сложный неправильный вид, на практике обычно объем воды в водохранилище определяют путем последовательного суммирования частных объемов ΔV , заключенных между смежными горизонталями.

При конечном приращении уровня воды ΔH объем, заключенный между смежными уровнями, может быть определен по упрощенной формуле:

$$\Delta V = (\Omega_i + \Omega_{i+1}) \Delta H_{i,i+1} / 2, \quad (4.9)$$

где Ω_i и Ω_{i+1} — площади водной поверхности, соответствующие уровням воды H_i и H_{i+1} ; $\Delta H_{i,i+1} = H_{i+1} - H_i$ — приращение уровня.

В случае если зависимость $\Omega = \Omega(H)$ имеет сложный характер и соотношение площадей между смежными уровнями воды $\Omega_{i+1}/\Omega_i > 1,5$, может быть применена формула усеченной пирамиды:

$$\Delta V = 3^{-1} (\Omega_i + \Omega_{i+1} + \sqrt{\Omega_i \Omega_{i+1}}) \Delta H_{i,i+1}. \quad (4.10)$$

Объем первого придонного слоя определяют по формуле усеченного параболоида;

$$\Delta V_1 = \Omega_1 \Delta H_1 \cdot 2/3. \quad (4.11)$$

Объем воды в водохранилище, соответствующий отметке H , получают суммированием частных объемов, расположенных ниже этого уровня:

$$V_H = \sum_{H_0}^H \Delta V_i. \quad (4.12)$$

При вычислении динамических объемов учитывают криволинейность свободной поверхности воды в водохранилище. При этом применяют способы построения кривых свободной поверхности, излагаемые в курсе гидравлики. Однако на крупных слабопроточных водохранилищах уклон водной поверхности незначителен, и объемы воды обычно вычисляют, принимая поверхность воды горизонтальной.

Важными характеристиками водохранилища являются: средняя глубина

$$h_{срi} = V_{H_i} / \Omega_{H_i}. \quad (4.13)$$

и критерий площади литорали (мелководья)

$$L_{\Omega_i} = \Omega_{L_i} / \Omega_{H_i}, \quad (4.14)$$

где Ω_{H_i} и V_{H_i} — площадь водной поверхности и объем воды при одном и том же уровне H_i ; Ω_{L_i} — площадь литорали (мелководья), соответствующая уровню H_i .

Площадь литорали, то есть площадь водной поверхности прибрежной части водохранилища с глубинами $h \leq 2$ м, опреде-

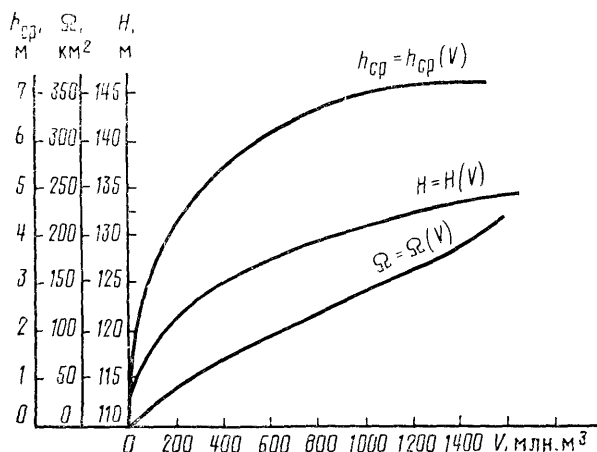


Рис. 4.7. Объемные характеристики водохранилища.

ляют, пользуясь кривой $\Omega = \Omega(H)$, как разность площадей водной поверхности при уровне H_i и уровне на 2 м ниже:

$$\Omega_{Li} = \Omega_{H_i} - \Omega_{H_i-2}.$$

Кривые зависимости $h_{cp} = h_{cp}(H)$ и $L_{\Omega} = L_{\Omega}(H)$ обычно совмещают с батиграфическими характеристиками водохранилища. При этом надо иметь в виду, что средняя глубина h_{cp} с повышением уровня воды может то увеличиваться, то уменьшаться. Критерий площади литорали L_{Ω} изменяется от 1 при глубине $h = 2$ м до величины, стремящейся к нулю с ростом уровня.

Для целей эксплуатации водохранилища иногда строят кривую сработки. За исходный уровень принимают НПУ, следовательно,

$$h_{срб_i} = H_{НПУ} - H_i. \quad (4.15)$$

Очевидно, что максимальная сработка будет при УМО, а при НПУ сработка равна нулю.

Последовательно суммируя частные объемы ΔV от НПУ сверху вниз, определяют объемы сработки водохранилища

$$V_{срб} = \sum_{\text{НПУ}}^{\text{УМО}} \Delta V_i. \quad (4.16)$$

Кривая, построенная по зависимости $V_{срб} = V_{срб}(H)$, называется кривой сработки водохранилища.

Наряду с рассмотренными, нередко строят кривые зависимости наполнения H , площади водной поверхности Ω и средней глубины h_{cp} от объема воды в водохранилище:

$$H = H(V), \quad \Omega = \Omega(V) \text{ и } h_{cp} = h_{cp}(V).$$

Эти кривые называют объемными характеристиками водохранилища (рис. 4.7).

4.2. Координаты характеристик водохранилища

Уровни воды H , м	Площадь водной поверхности, км ²		Разность уровней ΔH , м	Объем, млн. м ³		Средняя глубина, $h_{\text{ср}}$, м	Литораль	
	Ω_H	$\Omega_{\text{ср}}$		ΔV	V		площадь Ω_L , км ²	критерий L_Q
110	0				0			
112	2	1	2	2				
		5	2	10				
114	8	11	2	22	12	1,5	6	0,75
116	14	18	2	36	34	2,4	6	0,43
118	22	28	2	56	70	3,2	8	0,36
120	34	40	2	80	126	3,7	12	0,35
122	46	54	2	108	206	4,5	12	0,26
124	62	71	2	142	314	5,1	16	0,26
126	80	90	2	180	456	5,7	18	0,22
128	100	113	2	226	636	6,36	20	0,20
130	126	143	2	286	862	6,8	26	0,21
132	160	181	2	362	1 148	7,2	34	0,21
134	202				1 510	7,5	42	0,20

В таблице 4.3 приведен пример вычисления координат основных характеристик водохранилища, на основе которых построены кривые на рисунках 4.6 и 4.7.

Для сложных в морфометрическом отношении водохранилищ, состоящих из ряда обособленных частей, строят частные кривые площадей и объемов для каждой части водохранилища. Общую площадь или объем водохранилища вычисляют путем суммирования площадей и объемов отдельных частей, соответствующих определенным отметкам уровня воды.

Вследствие осаднения наносов, переработки берегов и других причин морфометрические характеристики чаши водохранилища могут меняться, поэтому кривые площадей, объемов и другие зависимости, составленные на стадии проектирования, по мере эксплуатации водохранилища должны уточняться.

4.2.4. Сгонно-нагонные колебания уровней воды в водохранилищах

В результате воздействия ветра в водохранилище возникают волны, колебания уровня воды, ветровые и волновые течения. Происходит перемещение водных масс в направлении ветра.

Уровень воды у подветренного берега понижается (сгон), а у противоположного — наветренного повышается (нагон). При сгонно-нагонных колебаниях возникают перекосы свободной поверхности и замкнутые циркуляционные течения воды. Кроме нагона, на откосы берегов и сооружений происходит накат ветровых волн, повышающий уровень воды.

Сгонно-нагонные колебания уровней воды необходимо учитывать при определении отметок гребня водоподпорных сооружений и волновых нагрузок на них. Расчет выполняют для нормальных и чрезвычайных условий эксплуатации водохранилища.

Отметка гребня плотины с учетом сгонно-нагонных явлений: для нормальных условий

$$H_c = H_{\text{НПУ}} + h_{\text{нг}} + h_{\text{нк}} + a, \quad (4.17)$$

для чрезвычайных условий

$$H'_c = H_{\text{НПУ}} + h_{\text{ф}} + h'_{\text{нг}} + h'_{\text{нк}}, \quad (4.18)$$

где $h_{\text{нг}}$ и $h'_{\text{нг}}$ — высота нагона волны соответственно при расчетной и среднемноголетней максимальной скорости ветра, м; $h_{\text{нк}}$ и $h'_{\text{нк}}$ — накат ветровой волны на берега или откосы сооружений при тех же скоростях ветра, м; $h_{\text{ф}}$ — слой форсировки, м; a — запас высоты в зависимости от класса сооружений, м.

Окончательно в качестве расчетного принимают большее значение H_c . Высоту нагона $h_{\text{нг}}$ (перекоса свободной поверхности водоема под действием ветра) рекомендуется, как правило, принимать по данным натурных наблюдений для наиболее волноопасного направления.

При отсутствии данных наблюдений $h_{\text{нг}}$ допускается определять (без учета конфигурации береговой линии, рельефа дна) по формуле:

$$\Delta h = 2 \cdot 10^{-6} \frac{U_{10}^2 D}{gh} \cos \alpha_v, \quad (4.19)$$

где D — разгон волны, то есть протяженность охваченной ветром акватории, измеренная по направлению ветра до расчетной точки, м; U_{10} — расчетная максимальная скорость ветра на высоте 10 м над уровнем воды, м/с; h — глубина водоема в расчетной точке, м; α_v — угол между продольной осью водоема и направлением ветра, град; g — ускорение свободного падения, м/с².

Для вычисления элементов волн и ветрового нагона скорость, направление, разгон и продолжительность действия ветра в расчетной точке принимают такими, которые формируют максимальные волны за время шторма расчетной обеспеченности. По нормам расчетная обеспеченность для сооружений I и II классов — 2% (1 раз в 50 лет), а для III и IV классов — 4% (1 раз в 25 лет).

При расчете сгонно-нагонных колебаний уровня воды скорость ветра берут на высоте 10 м над расчетным уровнем воды:

$$U_{10} = k_z U_z, \quad (4.20)$$

где U_z — скорость ветра на высоте z над уровнем воды, м/с; k_z — коэффициент, равный 1,1 при $z=5$ м, 1,0 при $z=10$ м и 0,9 при $z=20$ м.

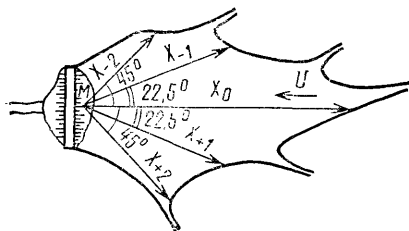


Рис. 4.8. Схема для расчета элементов волн.

пересечения их с линией берега. Измеряют длину лучей, расчетный разгон вычисляют по формуле:

$$D = 0,27 [X_0 + 0,85 (X_{+1} + X_{-1}) + 0,5 (X_{+2} + X_{-2})]. \quad (4.21)$$

В случае простой конфигурации береговой линии, когда $X_0/X_i > 2$, где X_i — длина любого бокового луча, принимают расчетный разгон $D = X_0$.

При расчете ветрового наката $h_{\text{вк}}$ водоем делят на несколько зон:

глубоководную — с глубиной $h > 0,5\bar{\lambda}_{\text{ГЛ}}$; дно не влияет на волнение; $\bar{\lambda}_{\text{ГЛ}}$ — средняя длина ветровой волны, м;

мелководную — с глубиной $0,5\bar{\lambda}_{\text{ГЛ}} > h > h_{\text{кр}}$; дно оказывает влияние на развитие волн и их характеристики; при $h_{\text{кр}}$ начинается разрушение ветровых волн;

прибойную — с глубиной от $h_{\text{кр}}$ до $h_{\text{кп}}$, в пределах которой начинается и завершается разрушение волн; при глубине $h_{\text{кп}}$ происходят последние обрушения волн;

приурезную — с глубиной менее $h_{\text{кп}}$, в пределах которой поток от разрушенных волн периодически накатывается на берег.

Приблизительно высоту ветрового наката на укрепленные откосы при $1 \leq m \leq 5$ можно вычислять по формуле Б. А. Пышкина:

$$h_{\text{вк}} = 2 \frac{\kappa_{\text{ш}}}{m} h_i \sqrt[3]{\frac{\bar{\lambda}}{h_i}}, \quad (4.22)$$

где $\kappa_{\text{ш}} = \kappa_{\Delta} \kappa_{\text{кп}}$; κ_{Δ} — коэффициент шероховатости; $\kappa_{\text{кп}}$ — коэффициент водонепроницаемости откоса (табл. 4.3); m — коэффициент заложения откоса; h_i — расчетная высота ветровой волны, м; $\bar{\lambda}$ — средняя длина ветровой волны, м.

Ветровое волнение имеет случайный характер, поэтому высоты последовательно проходящих через одну точку волн различны при одной и той же скорости и направлении ветра. Расчетную высоту ветровой волны обычно принимают равной высоте волны 1% обеспеченности, то есть максимальной высоте волны из 100 волн, бегущих через заданную точку водоема:

$$h_i = h_{1\%} = \kappa_{1\%} \bar{h}, \quad (4.23)$$

где $\bar{h}$ — средняя высота волны, м; $\kappa_{1\%}$ — коэффициент, который принимают по графику (рис. 4.9).

4.3. Относительная шероховатость откосов и коэффициенты k_{Δ} и $k_{нп}$

Крепление откосов	Относительная шероховатость Δ/h 1%	Коэффициент шероховатости k_{Δ}	Коэффициент водонепроницаемости $k_{нп}$
Бетонными, железобетонными плитами	—	1	0,9
равийно-галечниковое, каменное или бетонными (железобетонными) блоками	Менее 0,002	1	0,9
	0,05...0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	Более 0,2	0,7	0,5

Для глубоководной зоны среднюю высоту ветровой волны $\bar{h}_{гд}$, а также другие элементы волн можно определить с помощью графика, изображенного на рисунке 4.10 (СНИП II-57—75). Порядок вычисления следующий.

Определяют безразмерные величины gt/U_{10} и gD/U_{10}^2 , где D — длина разгона ветровой волны (м); t — продолжительность непрерывного действия ветра (с).

При отсутствии данных наблюдений принимают для водохранилища и озер $t=6$ ч = 3600 с.

Для этих безразмерных величин по верхней огибающей кривой графика (рис. 4.10) находят соответствующие им значения $gh_{гд}/U_{10}^2$ и $g\bar{\tau}/U_{10}$. По меньшим их величинам принимают среднюю высоту $\bar{h}_{гд}$ и средний период $\bar{\tau}$ волн.

Среднюю длину волны $\bar{\lambda}_{гд}$ вычисляют по формуле:

$$\bar{\lambda}_{гд} = g\bar{\tau}^2/2\pi. \quad (4.24)$$

Подставляя полученное значение $\bar{h}_{гд}$ в формулу (4.23) и определяя по графику (рис. 4.9) величину $k_1\%$ для безразмерной величины gD/U_{10}^2 , находят расчетную высоту ветровой волны $h_{гд}$. Высоту наката $h_{нк}$ в глубоководной зоне водоема вычисляют по формуле (4.22).

Элементы волн в мелководной зоне с уклоном дна 0.001 и менее также устанавливают по графикам (рис. 4.10). Вычисляют безразмерные величины gD/U_{10}^2 и gH/U_{10}^2 , снимают с графика $g\bar{h}/U_{10}^2$ и $g\bar{\tau}/U_{10}$ и определяют среднюю высоту $\bar{h}$, средний период $\bar{\tau}$ и среднюю длину $\bar{\lambda}$

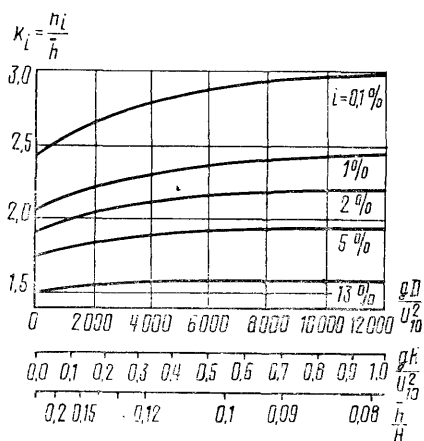


Рис. 4.9. Графики значений коэффициента k .

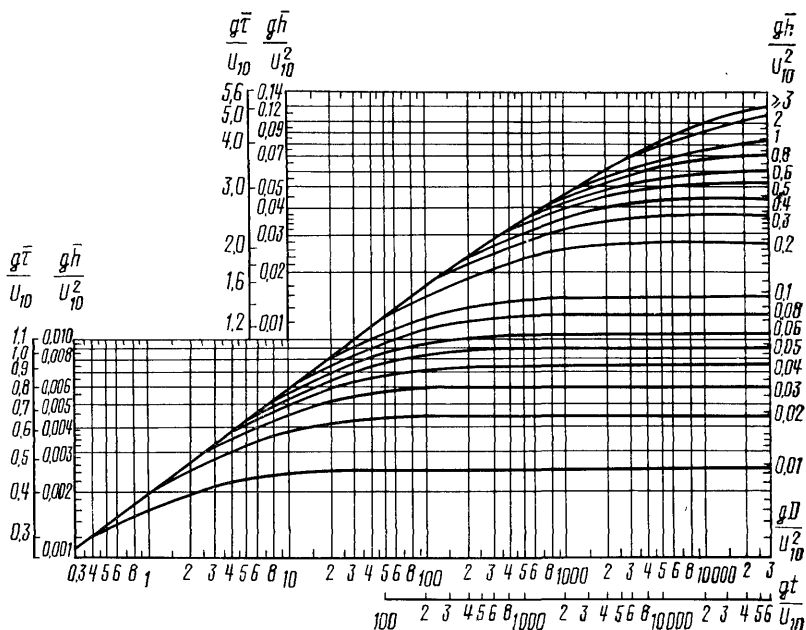


Рис. 4.10. График для определения элементов ветровых волн в глубоководной и мелководной зонах.

волн. Высоту волны $i\%$ обеспеченности для этой зоны вычисляют умножением средней высоты волн $\bar{h}$ на коэффициент k_i , который определяют по графикам (рис. 4.9) в зависимости от безразмерных величин gH/U^2_{10} и gD/U^2_{10} , принимая в расчете минимальное значение коэффициента.

4.3. ПОТЕРИ ВОДЫ ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩА

При создании водохранилища вследствие затопления и подтопления части территории, подпора и повышения уровня грунтовых вод происходит изменение соотношения между элементами водного баланса. В результате этих изменений возникают дополнительные потери воды, основными из которых являются потери на испарение и фильтрацию. Кроме того, к потерям временного характера относят объемы воды, необходимые для заполнения мертвого объема и пополнения запасов подземных вод в начальный период эксплуатации водохранилища, а также временные потери воды из-за оседания льда и покрывающего его снега на берегах водохранилища в период его зимней сработки.

Учет потерь воды — важная часть водохозяйственного расчета водохранилища, необходимая для правильного определения объема и составления баланса водных ресурсов при регулировании стока.

4.3.1. Потери воды на испарение

Дополнительные потери воды на испарение являются следствием того, что создание водохранилища приводит к затоплению значительной территории, и часть суши заменяется водной поверхностью.

Если до строительства водохранилища сток с затопляемой территории

$$y = x - E_c,$$

то после его сооружения сток с этой же территории будет

$$y_z = x - E_v,$$

где x — слой осадков, мм; E_c и E_v — слой испарения, соответственно с суши и с водной поверхности, мм.

Разность стока до и после возведения водохранилища и будет составлять дополнительные потери воды на испарение:

$$E_d = y - y_z = E_v - E_c. \quad (4.25)$$

При этом допускается, что испарившаяся с поверхности водоема влага полностью выносится воздушными потоками за пределы речного бассейна, в состав которого входит водоем, и создание водохранилища не влияет на осадки при внутригодовом их распределении.

Как следует из формулы (4.25), для определения потерь воды на испарение необходимо вычислить испарение с водной поверхности водохранилища E_v и с этой же территории до затопления E_c .

Согласно Указаниям по расчету испарения с поверхности водоемов (1969 г.), величину E_v определяют в зависимости от размера водохранилища и имеющихся исходных материалов наблюдений. Способы и методика расчета изложены в разделе 3.3.1.

Слой испарения с затопляемой части долины вычисляют как средневзвешенную величину по формуле:

$$E_c = \frac{\Omega_v E_v + \Omega_c E_c + \Omega_n E_n}{\Omega_v + \Omega_c + \Omega_n}, \quad (4.26)$$

где E_v , E_c , E_n — слой испарения соответственно с водной поверхности реки, суши и поймы, мм; Ω_v , Ω_c , Ω_n — площадь водной поверхности, затопленной суши и поймы, км².

Испарение с суши E_c рассчитывают в соответствии с Рекомендациями по расчету испарения с поверхности суши (М.: Гидрометеиздат, 1976). Наиболее часто для определения этой величины используют карту среднегодового слоя испарения с суши.

А. В. Огиевский предложил для вычисления E_c приближенное соотношение

$$E_c = x(1 - \alpha_c), \quad (4.27)$$

где x — слой осадков, мм; $\alpha_c = y/x$ — коэффициент стока со склонов речной долины.

Коэффициент α_c или $\beta_c = 1 - \alpha_c$ рекомендуется определять по таблице 4.4 в зависимости от условий стока.

Испарение с поймы $E_{\text{п}}$, входящее в формулу (4.26), определяют по данным специальных наблюдений или для районов недостаточного увлажнения принимают ориентировочно $2/3 E_{\text{в}}$, а для районов достаточного и избыточного увлажнения — равным испарению с водной поверхности $E_{\text{в}}$.

4.4. Значения коэффициента α_c (в числителе) и $\beta_c = 1 - \alpha_c$ (в знаменателе) по А. В. Огиевскому

Условия стока	α_c и β_c			
	Весна	Лето	Зима	Год (кроме зимы)
Песчаная пойма или пойма из других легководопроницаемых пород, заросшая травой и легким кустарником	$\frac{0,20}{0,80}$	$\frac{0,05}{0,95}$	$\frac{0,10}{0,90}$	$\frac{0,10}{0,90}$
Глинистые, каменистые и другие слабоводопроницаемые породы при наличии значительных уклонов	$\frac{0,80}{0,20}$	$\frac{0,40}{0,60}$	$\frac{0,60}{0,40}$	$\frac{0,60}{0,40}$
Средние условия	$\frac{0,50}{0,50}$	$\frac{0,20}{0,80}$	$\frac{0,40}{0,60}$	$\frac{0,35}{0,65}$

При многолетнем регулировании стока средний слой дополнительного испарения

$$\bar{E}_d = \bar{E}_v - \bar{E}_c, \quad (4.28)$$

где $\bar{E}_v$ — среднееголетний слой испарения с водной поверхности, мм; $\bar{E}_c$ — среднееголетний слой испарения с затопляемой территории (с поверхности суши, поймы, речного русла).

Если сработка водохранилища длится несколько лет подряд, испарение с водной поверхности вычисляют для группы маловодных лет по формуле:

$$E_v^{(n)} = K_{pE} \bar{E}_v = (C_{vE} \Phi_p / \sqrt{n+1}) \bar{E}_v, \quad (4.29)$$

где C_{vE} — коэффициент изменчивости испарения с водной поверхности; Φ_p — нормированное отклонение ординаты кривой обеспеченности от среднего значения; определяется по таблицам в зависимости от C_{sE} и обеспеченности испарения $p_E = 100 - p$; p — обеспеченность отдачи из водохранилища.

При сезонном (годовом) регулировании стока расчетную обеспеченность p_E слоя испарения с водной поверхности приближенно принимают равной $p_E = 100 - p$, где p — расчетная

обеспеченность осадков. В этом случае слой дополнительного испарения (по В. И. Мокляку) из водохранилища

$$E_d = K_{100-p} \bar{E}_v - K_p \bar{x} (1 - \alpha_c), \quad (4.30)$$

где K_{100-p} — модульный коэффициент слоя испарения с водной поверхности; K_p — модульный коэффициент слоя осадков расчетной обеспеченности.

Расчеты выполняют по месячным интервалам времени за безледоставный период; в месяцы с ледоставом принимают $E_v = E_c$ и дополнительное испарение не вычисляют. Внутригодовое распределение слоя дополнительного испарения находят для 3...5 лет различной водности, при этом допускают, что слой дополнительного испарения в течение месяца не изменяется и не зависит от наполнения водохранилища.

Объем потерь воды из водохранилища на дополнительное испарение с затопленной территории за расчетный интервал времени

$$V_3 = 10^{-3} E_d \Omega_3, \quad (4.31)$$

где E_d — слой дополнительного испарения с площади затопления, мм; Ω_3 — площадь затопления, км².

Площадь затопления

$$\Omega_3 = \Omega_v - \Omega_p, \quad (4.32)$$

где Ω_v — площадь водной поверхности водохранилища, км²; Ω_p — площадь русла реки в естественном состоянии, км².

Наряду с затоплением при создании водохранилищ происходит подтопление территории, прилегающей к нему. При этом повышаются уровни грунтовых вод, увеличивается испарение. Площадь подтопления $\Omega_{\text{пдт}}$ определяют как часть суши, прилегающей к контуру водохранилища с глубиной залегания грунтовых вод не более 2...2,5 м.

Дополнительные потери на испарение с зоны подтопления вычисляют по выражению:

$$V_{\text{пдт}} = 10^{-3} (E_{\text{пдт}} - E_c) \Omega_{\text{пдт}}, \quad (4.33)$$

где $E_{\text{пдт}}$ — испарение с зоны подтопления, мм.

Значение $E_{\text{пдт}}$ определяют по данным наблюдений или для районов недостаточного увлажнения принимают приблизительно $2/3 E_v$, а для районов достаточного и избыточного увлажнения — равным испарению с водной поверхности E_v .

Суммарный объем потерь воды на испарение вследствие подтопления и затопления земель равен.

$$V_{\text{и}} = V_3 + V_{\text{пдт}}. \quad (4.34)$$

Дополнительное испарение в различных природных зонах неодинаково. Для северных районов оно мало и его можно рассчитывать приближенно. Для сухой зоны потери на испарение могут достигать значительной величины, и если их не учитывать, то существенно снижается отдача из водохранилища.

4.3.2. Потери воды на фильтрацию

Подпор, создаваемый плотиной водохранилища, затопление и подтопление значительной территории приводят к изменению режима грунтовых вод в зоне влияния водохранилища, увеличению потерь воды на фильтрацию. Потери воды на фильтрацию в основном состоят из фильтрации через дно и берега водохранилища, а также через тело, основание и в обход плотины. Кроме того, при заполнении водохранилища происходит подпор уровня грунтовых вод и уменьшение подземного питания водоема. Потери на фильтрацию через тело, основание и в обход плотины относительно невелики. Их удастся свести к минимуму с помощью различных противофильтрационных устройств (пунуров, экранов, ядер, диафрагм и т. д.), применяющихся при гидротехническом строительстве.

Методы расчета этого вида потерь основаны на гидротехнических и гидравлических решениях фильтрационных задач и рассматриваются в курсе «Гидротехнические сооружения».

Потери воды на фильтрацию через дно и берега водохранилища зависят от напора и гидрогеологических условий (пород, слагающих долину реки, их водопроницаемости, характера залегания, положения уровня и режима грунтовых вод). Фильтрационные потери являются минимальными или почти совсем отсутствуют, если ложе водохранилища на значительную глубину сложено из практически водонепроницаемых пород (глины, плотные осадочные или массивные кристаллические породы без трещин), а уровень грунтовых вод на склонах, примыкающих к водохранилищу, располагается выше отметки НПУ. Это наиболее благоприятные условия для сооружения водохранилища.

Наоборот, большие фильтрационные потери наблюдаются из водохранилищ, ложе и берега которых сложены трещиноватыми песчаниками, известняками, сланцами или другими водопроницаемыми грунтами, а также при наличии карста на отдельных участках долины реки.

При одних и тех же гидрогеологических условиях фильтрация зависит от уровня воды в водохранилище и площади его ложа. Очевидно, что чем больше уровень воды и площадь ложа водохранилища, тем больше будут потери на фильтрацию.

Наиболее значительная фильтрация из водохранилища наблюдается в первые годы его работы. Это объясняется тем, что в период наполнения и начальной эксплуатации водохранилища идет насыщение водой грунта, образующего его чашу, пополнение запасов подземных вод. С течением времени фильтрация уменьшается (в 2...3 раза и более) и стабилизируется. Период стабилизации наступает через 4...5 лет, а нередко и значительно позже. Снижение фильтрационных потерь происходит по причине колюматации ложа водохранилища, а также вследствие стабилизации уровня и режима грунтовых вод в приводохранилищной зоне.

Фильтрация из водохранилища — очень сложное и еще недостаточно изученное явление. При ее оценке необходимо опираться на результаты гидрогеологических исследований и расчетов, а также на опыт эксплуатации уже действующих водохранилищ.

В условиях эксплуатации объем фильтрации из водохранилища $V_{\text{ф}}$ можно определять по методу водного баланса за некоторый промежуток времени из уравнения:

$$V_{\text{н}} + V_{\text{х}} - W_{\text{у}} - V_{\text{и}} - U - V_{\text{с}} - V_{\text{ф}} = V_{\text{к}}, \quad (4.35)$$

где $V_{\text{н}}$ и $V_{\text{к}}$ — объемы водохранилища в начальный и конечный моменты наблюдений; $V_{\text{х}}$ — объем осадков, выпадающих на поверхность водохранилища за период наблюдений; $W_{\text{у}}$ — сток с водосбора, питающего водохранилище; $V_{\text{и}}$ — испарение с водной поверхности водохранилища; U — водопотребление; $V_{\text{с}}$ — холостой сброс.

Если эти величины измерить в натуре, то потери на фильтрацию находят, решая уравнение (4.35). Точность результата зависит от возможных ошибок измерения составляющих водного баланса, причем погрешность может быть значительной.

При предварительных расчетах (на стадиях схем, ТЭД) все виды фильтрационных потерь из водохранилища оценивают по приближенным нормативам в виде слоя воды с водной поверхности водоема или в процентах среднего объема воды за расчетное время в зависимости от гидрогеологических условий (табл. 4.5).

4.5. Норма потерь воды на фильтрацию из водохранилища (по Я. Ф. Плешкову)

Гидрогеологические условия	Слой за год, см	% среднего объема	
		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

Хорошие гидрогеологические условия соответствуют случаю, когда чаша водохранилища сложена водонепроницаемыми породами, а уровень грунтовых вод на участке залегания находится выше подпорных уровней.

Средние гидрогеологические условия характеризуются мало-водопроницаемыми грунтами ложа водохранилища; грунтовые воды находятся выше уровня мертвого объема.

При плохих гидрогеологических условиях чаша водохранилища сложена водопроницаемыми неводоносными породами и имеется отток из водоема на питание грунтовых вод.

На стадии технического или технорабочего проектирования фильтрационные потери определяют по данным изысканий и гидрогеологических расчетов.

4.3.3. Потери воды на ледообразование

Скорость течения воды в водохранилищах меньше, чем в незарегулированных водотоках. В результате этого в них увеличивается толщина льда. Так, на крупных водохранилищах она увеличивается на 15...20%, на прудах и малых водохранилищах, расположенных на горных реках, — до 80%. На образование ледяного покрова затрачивается определенное количество воды. С наступлением теплого периода года лед тает, и вся вода остается в водохранилище. Поэтому сам процесс ледообразования никакой убыли воды из водохранилища не вызывает. Однако, если зимой водохранилище срабатывается и площадь зеркала его уменьшается, часть льда оседает на берегах. Объем воды, содержащейся в осевшем льде, временно исключается из использования. Зимой этот объем включают в расходную часть водного баланса, а весной при вскрытии рек и снеготаяния — в приходную.

При образовании устойчивого ледостава на поверхность льда выпадают осадки в виде снега, которые также временно исключаются из водооборота. Потери воды, вызванные оседанием льда на берегах водохранилища во время зимней сработки, находят по формуле:

$$V_{\text{л}} = \rho_{\text{л}} (\Omega_{\text{н}} - \Omega_{\text{к}}) (h_{\text{н}} + h_{\text{к}}) / 2, \quad (4.36)$$

где $\Omega_{\text{н}}$ и $\Omega_{\text{к}}$ — площади водной поверхности при отметках, соответствующих началу и концу интервала зимней сработки, м^2 ; $h_{\text{н}}$ и $h_{\text{к}}$ — толщина льда на начало и конец расчетного периода, м ; $\rho_{\text{л}}$ — относительная плотность льда.

Площади $\Omega_{\text{н}}$ и $\Omega_{\text{к}}$ определяют по кривой площади $\Omega = \Omega(H)$ для проектных отметок уровней зимней сработки. Толщину льда приближенно можно вычислять по эмпирической зависимости типа (3.1).

4.6. Среднемноголетняя максимальная толщина льда на водохранилищах

Водохранилище	Пункт	Период наблюдений (годы)	Толщина льда (год), см
Рыбинское	с. Брейтово	1945—1970	95(1956)
Горьковское	д. Желтухино	1956—1970	106(1963)
Цимлянское	х. Красноярский	1952—1975	105(1956)
Каховское	Грушевская дамба	1956—1970	64(1964)
Камское	г. Добрянка	1954—1970	112(1956)
Новосибирское	г. Новосибирск	1958—1975	112(1969)
Иркутское	с. Патроны	1958—1975	120(1969)
Братское	п. Заярск	1967—1975	132(1972)
Бухтарминское	с. Заводино	1960—1970	96(1967)

Объем воды, аккумулированной в снеге и во льду, осевшем на берегах водохранилища, можно определить и по другой зависимости:

$$V_{\text{л}} = (\Omega_{\text{н}} - \Omega_{\text{к}}) (h_{\text{л.мах}} \rho_{\text{л}} K_{\text{л}} + \rho_{\text{с}} h_{\text{с}}), \quad (4.37)$$

где $h_{л. \max}$ и h_c — максимальная толщина льда и средний слой снега на льду, м; ρ_l и ρ_c — относительная плотность льда и снега; k_l — коэффициент постепенности нарастания льда за период сработки воды; при отсутствии данных принимают равным 0,67.

Максимальная толщина ледяного покрова $h_{л. \max}$ за период ледостава определяется из условия перехода температуры через 0°C в положительную область, вследствие чего дальнейшее его нарастание прекращается.

Для ориентировочных оценок в таблице 4.6 приведены среднемноголетние значения $h_{л. \max}$ для некоторых водохранилищ различных климатических зон.

При сезонном регулировании стока потери на ледообразование вычисляют для расчетного маловодного года, когда водохранилище срабатывается до уровня мертвого объема. При многолетнем регулировании объем льда, осевшего на берегах, является потерей лишь в последний год сработки, заканчивающийся полным исчерпанием полезного объема водохранилища. Во все остальные годы, пока водохранилище остается несработанным до УМО, оседание льда на берега не вызывает перебоя водоподачи.

При водохозяйственных расчетах водохранилищ на стадии проектирования обычно строят графики суммарных потерь воды (рис. 4.11), которые используют также и при эксплуатации водохранилищ.

4.3.4. Мероприятия по уменьшению потерь воды

Потери воды из водохранилищ нередко составляют значительную долю от стока. Так, на Бухтарминском водохранилище они достигают $1,5 \text{ км}^3$ в год, на Куйбышевском — $1,2 \text{ км}^3$ в год, на Волгоградском — $1,1 \text{ км}^3$ в год. Потери на фильтрацию в зависимости от гидрогеологических условий колеблются от 12 до 36% среднего объема воды в водохранилище за год. Поэтому при проектировании и эксплуатации водохранилищ необходимо уделять большое внимание разработке и реализации рациональных мер по уменьшению потерь воды.

Потери на дополнительное испарение можно уменьшить путем посадок по периметру водохранилища высокорастущих де-

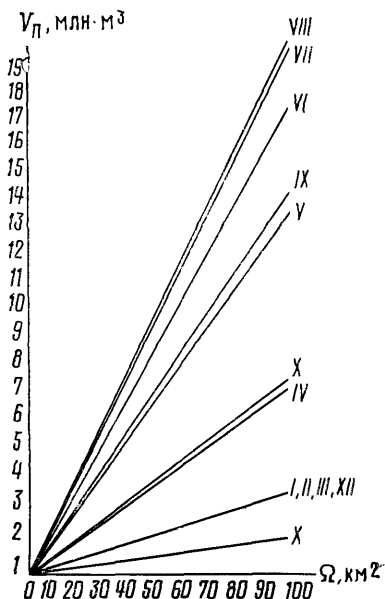


Рис. 4.11. Графики суммарных потерь воды из водохранилища: I, II...XII — месяцы года.

ревьев, обвалования, строительства водохранилищ в глубоких выемках, котловинах с крутыми берегами. Эти мероприятия позволяют снизить скорость ветра и длину разгона воздушного потока и, как результат, уменьшить величину и интенсивность испарения. Эти потери можно снизить также сокращением мелководных участков водохранилища. Мелководье при их прогревании наиболее интенсивно теряет воду на испарение. Мелководья от водохранилища без существенного уменьшения его объема отделяют дамбами обвалования. Потери на испарение можно снизить и путем сработки в летний период поверхностных, более теплых слоев воды, увеличения проточности водоема, ликвидации зарослей водной растительности. Проводились опыты покрытия водной поверхности водохранилища различными пленками (органическими из жировых веществ или мономолекулярными из полимеров), безвредными для животных и растений. Однако широкого внедрения они пока не получили.

Для уменьшения потерь воды на фильтрацию ложе водохранилища покрывают различными водонепроницаемыми одеждами (глинобетоном, битумом, жидким стеклом, полиэтиленовыми пленками), создают слабоводопроницаемые для воды слои грунта путем солонцевания, пропитывания растворами дубильных веществ, уплотнения, кольматации. Трещины или карстовые пустоты в породах, образующих чашу водохранилища, заполняют различными инъекционными растворами (цементно-бентонитовыми, маслобентонитовыми, глиноцементными и др.). Устранение фильтрации в обход водоподпорных сооружений и под их основание достигается устройством шпунтовых стенок, цементационных завес, диафрагм, зубьев и т. д.

Все мероприятия по снижению потерь воды из водохранилища должны быть обоснованы технико-экономическими расчетами.

4.4. ЗАИЛЕНИЕ ВОДОХРАНИЛИЩ

4.4.1. Отложение наносов в водохранилищах

Водохранилище вносит изменения в гидравлический режим водотока: уменьшаются уклоны свободной поверхности, скорости течения, транспортирующая способность, увеличиваются глубины потока. Вследствие этого наносы, влекомые потоком по дну или во взвешенном состоянии, осаждаются и откладываются в чаше водохранилища. Процесс заполнения водохранилища наносами называют заилением. Отложения, сформировавшиеся в водохранилище в процессе его заиления, образуют так называемое тело заиления.

Процессы осаждения наносов и формирования тела заиления зависят от целого ряда факторов: размеров и конфигурации водохранилища, устойчивости его берегов, режима стока и гранулометрического состава транспортируемых рекой наносов,

режима сработки и наполнения водохранилища и др. Заиление водохранилища по его длине происходит неодинаково. Выделяют три характерных участка заиления: верхний, средний и нижний.

На верхнем участке, где выклинивается кривая подпора, происходит отложение влекомых по дну и крупных фракций взвешенных наносов. Аккумулируясь, наносы образуют гряды отложений, что приводит к изменению кривой свободной поверхности воды, перемещению подпора и росту тела заиления вверх по течению. По мере роста отложений и уменьшения поперечного сечения потока возрастают скорости течения в русловой части, что способствует постепенному перемещению наносов в сторону плотины. В результате заиления верхнего участка снижается полезный объем водохранилища, увеличивается зона мелководья, расширяются границы затопления и подтопления земель. Протяженность этого участка составляет примерно $\frac{1}{4}$ общей длины распространения подпора.

На среднем участке наиболее интенсивное заиление происходит в пределах затопленной поймы, где условия осаждения наносов, благодаря малым глубинам и скоростям течения, благоприятнее. Наносы поступают в основном из овражно-балочной сети и притоков, устья которых оказываются в зоне подпора водохранилища. Заиление главным образом определяется взвешенными наносами. Протяженность этого участка, так же как и верхнего, составляет примерно $\frac{1}{4}$ длины подпора.

Нижний участок, непосредственно примыкающий к плотине, характеризуется значительной шириной, большими глубинами и малыми уклонами свободной поверхности воды. Причем и другие элементы гидрографической и овражно-балочной сети находятся в зоне подпора, и наносы, откладываясь в них, в водохранилище не поступают. При заилении этого участка в основном осаждаются мелкие фракции илистых и глинистых частиц диаметром менее 0,01 мм, которые в виде плотностных течений перемещаются к плотине. У плотины этот поток разрушается, большая часть наносов оседает в чаше водохранилища, а некоторая часть, взмучиваясь, выносится в нижний бьеф. В прибрежной части происходит постепенное отложение продуктов переработки берегов (обвалов, осыпей, оползней), образующихся под воздействием ветровых волн, колебаний уровня воды, береговых течений и сгонно-нагонных явлений. Протяженность нижнего участка достигает $\frac{1}{2}$ длины подпора.

Большое влияние на процесс заиления водохранилища оказывают колебания уровней воды в нем при сработке и наполнении. При сработке водохранилища и снижении уровня воды возрастают уклоны и скорости течения, и отложившиеся наносы перемещаются вниз к плотине, постоянно и непрерывно заполняя мертвый объем. При наполнении водохранилища и повышении уровня воды в нем участок выклинивания подпора отдалится от плотины и вновь создаются условия для отложения на-

наносов. Изменение водности года или сезона также влияет на ход заиления. С течением времени мертвый объем водохранилища может быть полностью заилен. Откладываясь выше уровня мертвого объема, наносы уменьшают полезный объем, и тем самым нарушается нормальная работа водохранилища. По мере заполнения водохранилища наносами повышается скорость течения в нем, что приводит и к увеличению части проносимых через водохранилище наносов и соответственно — к снижению интенсивности заиления. Процесс заиления прекращается, когда отложения достигнут предельно заиляемого объема, соответствующего установившемуся режиму наносов в пределах водохранилища.

Водохранилище, потерявшее вследствие заиления 70...80% полезного объема, уже не может нормально выполнять свои функции.

4.4.2. Расчет объема и срока заиления водохранилища

Продолжительность полного заиления водохранилища до отметки НПУ называют сроком заиления. В качестве основной характеристики срока заиления водохранилища принимают показатель условной заиляемости

$$t_y = V_{\text{НПУ}} / \bar{V}_n, \quad (4.38)$$

где $V_{\text{НПУ}}$ — объем водохранилища при НПУ, м³; $\bar{V}_n$ — среднегодовой объем наносов, поступающих в водохранилище, м³ в год.

Показатель условной заиляемости характеризует продолжительность (в годах) заиления водохранилища до отметки НПУ при условии полного осаждения поступающих в водоем наносов.

Если значение t_y окажется для крупных водохранилищ более 200 лет, а для прудов более 50 лет, то полученную величину принимают за продолжительность срока заиления водохранилища и никаких дополнительных расчетов не выполняют.

В остальных случаях расчет заиления водохранилища должен уточняться с учетом выноса наносов за его пределы (в нижний бьеф и через водозаборные сооружения).

При расчетах заиления водохранилищ употребляется также термин «срок службы водохранилища», предложенный М. В. Потановым. Под сроком службы водохранилища понимают время, в течение которого наносами заполняется мертвый объем

$$t_{\text{сл}} = V_{\text{умо}} / \bar{V}_n. \quad (4.39)$$

Среднегодовой объем наносов реки, впадающей в водохранилище, в общем виде можно представить как сумму объемов взвешенных $V_{\text{н.в}}$ и влекомых (донных) $V_{\text{н.д}}$ наносов:

$$\bar{V}_n = V_{\text{н.в}} + V_{\text{н.д}}. \quad (4.40)$$

При наличии длительных наблюдений (не менее 20 лет) среднемноголетний объем за год взвешенных наносов вычисляют по формуле:

$$\bar{V}_{н.в} = \rho_0 W_0 \rho_{отл}^{-1} 10^{-3}, \quad (4.41)$$

где ρ_0 — среднемноголетняя мутность воды, г/м³; W_0 — среднемноголетний сток реки, м³ в год; $\rho_{отл}$ — плотность отложений, кг/м³.

Объем отложившихся за год влекомых наносов можно определить по зависимости:

$$\bar{V}_{н.д} = 31,56 \cdot 10^6 \cdot G_{н.д} \cdot \rho_{отл}^{-1}, \quad (4.42)$$

где $G_{н.д}$ — среднемноголетний расход влекомых наносов, кг/с.

При относительно коротком ряде наблюдений за стоком наносов (менее 20 лет) норму стока взвешенных и влекомых наносов находят графоаналитическим методом Г. А. Алексеева с использованием связи годовых значений стока наносов G_n и стока воды W_r . При коротком периоде наблюдений или полном их отсутствии применяют метод аналогии, графики связи между жидким и твердым стоком, карты мутности рек, эмпирические формулы.

В тех случаях, когда сток влекомых наносов составляет менее 10% общего стока наносов, за среднемноголетний приток наносов в водохранилище допускается принимать объем взвешенных наносов, то есть $\bar{V}_n = \bar{V}_{н.в}$.

Объем заиления за год с учетом выноса наносов за пределы водохранилища (в нижний бьеф и через водозаборные сооружения) находят балансовым методом как разность притока и оттока наносов в начальном и конечном створах водохранилища за принятый интервал времени. Объем заиления взвешенными наносами (м³) за расчетный период вычисляют по формуле:

$$V_{н.в} = (G_{в.н} - G_{в.к}) \Delta t \rho^{-1}_{отл}, \quad (4.43)$$

где $G_{в.н}$ и $G_{в.к}$ — соответственно средние за принятый интервал расходы взвешенных наносов в начальных и конечных створах водохранилища, кг/с; Δt — принятый интервал времени, с.

Аналогично определяют объем заиления влекомыми наносами:

$$V_{н.д} = (G_{д.н} - G_{д.к}) \Delta t \rho^{-1}_{отл}, \quad (4.44)$$

где $G_{д.н}$, $G_{д.к}$ — средние за интервал времени Δt расходы влекомых наносов в начальных и конечных створах.

Суммируя объемы отложений взвешенных и влекомых наносов, определяют объем заиления водохранилища за принятый интервал времени.

Расчетные расходы воды взвешенных и влекомых наносов, их внутригодовую изменчивость устанавливают по типовым схематизированным графикам. При этом гидрограф типового года делят на 3...4 расчетных интервала и для каждого интервала определяют средние расходы воды и наносов.

При приближенных расчетах объем заиления за год можно найти по формуле:

$$\bar{V}_n = \rho_0 W_0 (1 + m - \delta) \rho_{отл}^{-1} \cdot 10^{-3}, \quad (4.45)$$

где m — доля влекомых наносов в отложениях; δ — доля взвешенных наносов, сбрасываемых из водохранилища в нижний бьеф транзитом.

4.4.3. Расчет хронологического хода заиления

В тех случаях, когда показатель условной заиляемости t_y , как отмечалось выше, оказывается менее 200 лет для крупных водохранилищ и меньше 50 лет для прудов, выполняют расчет заиления с учетом непрерывного изменения элементов потока и влияния тела заиления на транзит наносов.

Ход заиления водохранилища по годам в зависимости от исходных данных можно рассчитать согласно Указаниям по расчету водохранилищ при строительном проектировании (Л.: Гидрометеиздат, 1973) методом Г. И. Шамова или В. С. Лапшенкова. Расчет выполняют по осредненным за многолетний период расходам воды и наносов при среднем положении кривой подпора, соответствующем НПУ. За расчетный интервал принимается год. В случае сложной конфигурации водохранилища его разбивают на участки, и заиление определяют для каждого участка в отдельности.

По методу Г. И. Шамова объем отложившихся в водохранилище наносов за t лет вычисляют по зависимости:

$$V_{nt} = V_{н.пр} (1 - a_0^t), \quad (4.46)$$

где $V_{н.пр}$ — предельный объем отложений наносов в водохранилище, по достижении которого заиление прекращается, м³; a_0 — параметр, характеризующий относительное заиление водохранилища за первый год,

$$a_0 = 1 - (V_{н1}/V_{н.пр}), \quad (4.47)$$

$V_{н1}$ — объем отложений наносов за 1-й год.

Величины $V_{н1}$ и $V_{н.пр}$ приближенно рекомендуется определять по формулам:

$$V_{н1} = \frac{W_{н.г}}{\rho_{отл}} \left[1 - \left(\frac{\omega_p}{\omega_n} \right)^n \right], \quad (4.48)$$

$$V_{н.пр} = V_{НПУ} \left[1 - \left(\frac{\omega_p}{\omega_n} \right)^{1,7} \right], \quad (4.49)$$

где $W_{н.г}$ — расчетный годовой сток наносов, кг в год; ω_n — наибольшая площадь поперечного сечения верхнего бьефа у плотины, м²; ω_p — площадь поперечного сечения реки в бытовых условиях при расходе воды, равном $3/4$ расчетного максимального расхода, м³; n — показатель степени, принимаемый в зависимости от уклона реки I (при $I < 0,0001$ $n = 1 \dots 0,8$; при $I = 0,0001 \dots 0,001$ $n = 0,8 \dots 0,5$; при $I = 0,001 \dots 0,01$ $n = 0,50 \dots 0,33$).

Определив по формулам (4.48), (4.49) и (4.47) соответственно $V_{н1}$, $V_{н.пр}$ и a_0 и задаваясь значениями t , по зависимости (4.46) можно рассчитать ход заиления водохранилища по го-

дам. Расчет заканчивают, когда объем заиления $V_{нт}$ становится близким предельному объему заиления, а свободная незаилявшаяся часть водохранилища равна объему русла, при которой обеспечивается транзит наносов в нижний бьеф.

Учитывая непрерывное изменение транспортирующей способности потока, происходящее при заилении водохранилища, В. С. Лапшенков предложил объем наносов, отложившихся за t лет, вычислять по формуле:

$$V_{нт} = V_{н.пр} (1 - e^{-t/E}), \quad (4.50)$$

где e — основание натуральных логарифмов; E — характеристика заиляемости водохранилища, имеющая размерность времени.

Характеристика заиляемости определяется по формуле:

$$E = V_{н.пр} \rho_{отл} / \varepsilon' W_n, \quad (4.51)$$

где W_n — среднегодовой сток наносов во входном створе водохранилища, т в год; $V_{н.пр}$ — предельно заиляемый объем водохранилища, м³; ε' — доля осаждающихся наносов в начальный период заиления; $\rho_{отл}$ — плотность отложений, т/м³.

Величину ε' можно определить по соотношению

$$\varepsilon' = (\rho_n - \rho_{к.о}) / \rho_n, \quad (4.52)$$

где ρ_n — расчетная мутность в начальном створе, г/м³; $\rho_{к.о}$ — мутность в конечном створе (у гидроузла) в начальный момент заиления, г/м³.

Мутность в зависимости от наличия исходных данных определяют или по материалам наблюдений в первый год эксплуатации, или по формулам транспортирующей способности потока.

Предельно заиляемый объем $V_{н.пр}$, учитывающий в формуле (4.50) отложение как взвешенных, так и влекомых наносов, находят как разность объема водохранилища при НПУ и объема устойчивого русла, обеспечивающего транспорт наносов:

$$V_{н.пр} = V_{нпу} - V_p, \quad (4.53)$$

$$V_p = H_{ср} B_{ср} L_{ср}, \quad (4.54)$$

где $L_{ср}$ — длина водохранилища от плотины до выклинивания кривой подпора в конце периода заиления, м; $B_{ср}$ и $H_{ср}$ — средняя ширина и глубина устойчивого русла, сформировавшиеся в конце периода заиления. Величины $B_{ср}$ и $H_{ср}$ можно определять по формулам С. Т. Алтунина и В. С. Лапшенкова.

При малых значениях t/E (порядка 0,02...0,10) объем заиления методом В. С. Лапшенкова можно определить по более простой зависимости:

$$V_{нт} = \varepsilon' G_n t / \rho_{отл}, \quad (4.55)$$

Метод В. С. Лапшенкова позволяет при необходимости выполнить детальный расчет заиления водохранилища, определяя характеристики заиления на любой момент времени: фракционный состав наносов, объемы заиления водохранилища и его

отдельных участков, изменение площадей живого сечения и отметок дна по створам и др.

Заиление прудов и малых водохранилищ, площадь водной поверхности которых не превышает 2...4 км², при отсутствии данных о режиме и гранулометрическом составе наносов рассчитывают приближенно, используя связь между относительной наносоудерживающей способностью $\tilde{P}_н$ и относительным объемом водоема:

$$\beta = V/W_0, \quad (4.56)$$

где V — объем водоема, м³; W_0 — среднемноголетний объем стока реки, м³.

Под относительной наносоудерживающей способностью водоема понимают его способность удерживать соответствующую часть годового стока наносов, то есть

$$\tilde{P}_н = G_{н.г}/\bar{G}_{н.г}, \quad (4.57)$$

где $G_{н.г}$ — годовая аккумуляция наносов в водоеме, т в год; $\bar{G}_{н.г}$ — среднегодовой сток наносов, т в год.

Расчет пруда или малого водохранилища выполняют последовательно, начиная с первого года эксплуатации.

Из формулы (4.57) следует, что количество наносов за год в водохранилище

$$G_{н.г} = \tilde{P}_н \bar{G}_{н.г}, \quad (4.58)$$

их объем

$$V_н = G_{н.г}/\rho_{отл}. \quad (4.59)$$

Наносоудерживающую способность водоема $\tilde{P}_н$ для территории Северного и Западного Казахстана, Курской области, степной части Северного Кавказа и Южного Урала можно определить по таблице 4.7. Для других территорий связь $\tilde{P}_н = f(\beta)$ устанавливается по данным о заилении прудов — аналогов.

При отсутствии необходимых данных по аналогам относительную наносоудерживающую способность водоема можно вычислить по формуле А. В. Караушева:

$$\tilde{P}_н = 1 - (1 - \beta) e^{-\varphi\beta/(1-\beta)}. \quad (4.60)$$

Параметр φ определяется по зависимости

$$\varphi = \omega T_c / h_{ср}, \quad (4.61)$$

где ω — средняя гидравлическая крупность наносов, м/с; T_c — продолжительность периода сброса воды и наносов из водоема в период паводка, с; $h_{ср}$ — средняя глубина водоема, м; β — относительный объем водоема; e — основание натуральных логарифмов.

Величина T_c вычисляется по соотношению

$$T_c \cong V_{сб}/Q_{п.ср}, \quad (4.62)$$

где $V_{сб}$ — объем сброса, определяемый разностью суммарного объема притока воды за паводок и свободного объема пруда к началу паводка, м³; $Q_{п.ср}$ — средний расход воды за паводок, м³/с.

4.7. Относительная наносоудерживающая способность водоемов для территорий Северного и Западного Казахстана, Курской области, степной части Северного Кавказа и Нижнего Урала

Площадь водосбора, км ²	Относительный объем β								
	0,025	0,05	0,10	0,30	0,50	0,70	0,80	0,95	1,0
5...8	0,03	0,06	0,11	0,32	0,58	0,78	0,87	0,96	1,0
30...40	0,04	0,06	0,12	0,40	0,65	0,85	0,95	1,0	1,0

Для последующих лет заиливание пруда рассчитывают с учетом уменьшения его объема вследствие отложения наносов в предшествующие годы. Последовательным расчетом устанавливают срок службы водоема.

Имеются и другие рекомендации по расчетам заиливания прудов и малых водохранилищ.

4.4.4. Переформирование берегов водохранилища

Процессы размыва и обрушения берегов (абразия) и отложения части обрушившегося материала и приносимых наносов (аккумуляция) в береговой части водохранилищ называют переформированием берегов. При проектировании водохранилищ необходимо учитывать размеры переформирования берегов, объемы заиливания продуктами размыва, последствия этих процессов для эксплуатации водохранилищ и хозяйственного освоения прибрежной территории.

Переформирование берегов водохранилища — процесс достаточно длительный и сложный. На его интенсивность влияет ветровое волнение, колебание уровня воды при сработке и наполнении водохранилища, состав грунтов и гидрогеологические условия прибрежной зоны, скорости вдольбереговых течений, режим движения влекомых наносов и др. Наиболее интенсивно процесс переработки берегов протекает в первые годы эксплуатации водохранилища. С течением времени наступает динамическое равновесие и формируется устойчивый профиль береговой отмели, достаточно пологий и широкий, защищающий берег от дальнейшего размыва.

В расчетной практике получили широкое распространение методы прогноза переформирования берегов водохранилищ, предложенные Н. Е. Кондратьевым, Г. С. Золотаревым, Н. Г. Качугиным и др.

Рассмотрим метод Н. Е. Кондратьева, имеющий гидродинамическое обоснование и позволяющий прогнозировать наи-

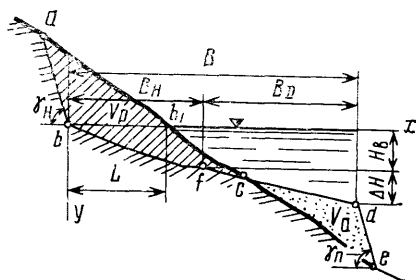


Рис. 4.12. Схема переформирования берега.

более вероятные береговые переформирования на заданный срок. Схема расчета по этому методу приведена на рисунке 4.12. Расчет заключается в определении глубины, на которую распространяется действие заданной волны, и установлении очертания береговой отмели.

Глубину размывающего действия приближенно вычисляют по формуле:

$$H_{\text{в}} = 0,64 \cdot h_i \operatorname{arsh} (8,1 h_i), \quad (4.63)$$

где h_i — расчетная высота волны, м; arsh — аресинус, то есть обратный гиперболический синус от $8,1 h_i$.

Для приближенных расчетов глубину размывающего действия $H_{\text{в}}$ определяют по расчетной высоте волны h_i :

h_i , м	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$H_{\text{в}}$, м	0,68	1,72	3,00	4,35	5,80	7,30	8,85	10,40

За расчетную высоту волны принимают наибольшую высоту волны, которая может наблюдаться в открытой части водохранилища в непосредственной близости от рассматриваемого участка берега.

Образующаяся отмель может быть разделена на две части: одна из них, примыкающая к коренному берегу, имеет криволинейное очертание профиля (fb на рис. 4.12), другая — прямолинейное очертание (по линии fd). Прямолинейный участок fd распространяется до глубины $H_{\text{в}} + \Delta H$, где ΔH — величина сработки водохранилища. Волны других (меньших) размеров не нарушают положения линий bd , которая отвечает предельной волне. Кривая bf строится по эмпирическому уравнению:

$$x = \frac{i_0 - i_{10}}{20 \cdot i_0 i_{10}} y^2 + \frac{1}{i_0} y, \quad (4.64)$$

где x, y — координаты, соответствующие координатной системе, приведенной на рисунке 4.12; i_0 — уклон береговой линии в точке уреза; i_{10} — уклон отмели в 10 м от уреза.

Величины i_0 и i_{10} зависят от крупности частиц, образующих отмель, и определяются по таблице 4.8.

4.8. Уклоны устойчивости береговой отмели у уреза (i_0) и в 10 м от уреза (i_{10}) в зависимости от крупности грунта (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
круп-			круп-		
ный	0,14	0,02	ный	0,25	0,08

Ширину криволинейного участка профиля находят по формуле:

$$B_H = \frac{H_B^2 (i_0 - i_{10})}{20 \cdot i_0 i_{10}} + \frac{H_B}{i_0}, \quad (4.65)$$

а ширину прямолинейной части — по формуле:

$$B_D = \Delta H \left[\frac{2H_B (i_0 - i_{10})}{20 \cdot i_0 i_{10}} + \frac{1}{i_0} \right]. \quad (4.66)$$

Полная ширина отмели $B = B_H + B_D$.

По формулам (4.63) ... (4.66) строят профиль береговой отмели, включающий его абразионную и аккумулятивную части. Этот профиль дополняют линиями ba , fd , которые соответствуют углам откоса γ_n и γ_p . Тангенс угла откоса для сыпучих грунтов принимают равным 0,5, а для прочих, в том числе связных грунтов — 1,0.

Далее находят отношение объема аккумуляции V_a к объему размыва V_p , принимая его равным отношению процента фракций, остающихся после вымыва мелких частиц ($d < 0,05$ мм), к процентному содержанию всех фракций в общем объеме размыва, то есть к 100%.

Найденный по расчету прогнозируемый устойчивый профиль береговой линии $abfde$ совмещают с первоначальным профилем берега ab_1ce (рис. 4.12) и перемещают один профиль по отношению к другому по горизонтальной линии x таким образом, чтобы объемы размыва и отложения находились в найденном соотношении V_a/V_p . В результате определяют предельное смещение уреза b_1b и положение бровки берегового склона a .

Метод Н. Е. Кондратьева позволяет также приближенно оценить ход переработки берегов во времени.

4.4.5. Мероприятия по уменьшению заиления водохранилищ

Для предотвращения и уменьшения заиления водохранилищ планируют и осуществляют ряд специальных мероприятий. К числу наиболее радикальных мероприятий можно отнести следующие:

организация рационального природопользования и, в частности, применение почвозащитных севооборотов, залужения и террасирования крутых склонов, облесения и закрепления оврагов, балок, берегов водохранилища и других агротехнических, культуртехнических и лесомелиоративных мероприятий;

сооружение в верховьях рек перед регулирующим водохранилищем одной или нескольких специальных емкостей для борьбы с наносами и снижения размывающей способности потока;

устройство внеусловых наливных водохранилищ, наполняемых и сбрасываемых через обводные каналы; при этом часть

паводочного и половодного стока, транспортирующего большое количество наносов, должна пропускаться транзитом, минуя водохранилище;

проектирование и строительство плотин и гидроузлов, позволяющих периодически промывать водохранилища путем пропуска больших расходов паводковых или половодных вод через донные отверстия при максимально опорожненном водохранилище;

удаление отложившихся наносов с помощью плавучих земснарядов (землесосов, землечерпалок) и других механизмов.

Целесообразность применения тех или иных мероприятий для борьбы с заилением должна быть обоснована соответствующими технико-экономическими расчетами.

4.5. ОБЩАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА ВОДОХРАНИЛИЩ

4.5.1. Порядок водохозяйственного расчета водохранилищ

Совокупность расчетов по установлению основных параметров водохранилища и режима его работы называют водохозяйственным расчетом водохранилища. Водохозяйственные расчеты, как правило, выделяются в самостоятельную часть технического проекта водохранилища или комплексного гидроузла.

В их состав входят:

гидрологические расчеты по установлению основных гидрологических характеристик водотока, на которых создается водохранилище;

установление объемов и режима водопотребления из водохранилища, а также потерь воды, вызванных его сооружением;

назначение нормативных подпорных уровней и объемов водохранилища;

оценка экономической эффективности и народнохозяйственного значения регулирования стока;

правила эксплуатации водохранилища, обеспечивающие рациональное использование и охрану водных ресурсов.

При гидрологических расчетах в качестве исходной информации используют материалы опорной гидрологической сети Государственного комитета СССР по гидрометеорологии и контролю природной среды. В случае необходимости проводят дополнительные специальные наблюдения, изыскания и исследования.

Расходы, объемы, режимы водопользования и водопотребления определяют на основе данных о проектном составе водопользователей и водопотребителей, расчетных удельных нормах водопотребления (на единицу продукции, на орошение 1 га земли, на человека и т. д.). Объемы и расходы водопользования, отнесенные к створу водохранилища, называют полезной или плановой, отдачей. Потери воды, вызванные устройством

водохранилища, суммируют с плановой (полезной) отдачей. Отдача с учетом потерь воды составляет полную отдачу водохранилища. Другие исходные материалы, необходимые для водохозяйственного расчета водохранилища, получают на основе топографических, гидрогеологических, экологических и других изысканий и исследований.

4.5.2. Основные методы расчетов регулирования стока

Основные параметры водохранилища (объем, отдача) и режим его работы независимо от вида регулирования стока устанавливают путем сопоставления и анализа расчетного стока и планового потребления. Применяемые методы расчетов можно подразделить на две группы: расчеты по фактическим календарным рядам стока (балансовые расчеты); обобщенные методы, основанные на использовании математической статистики и теории вероятностей.

В первой группе методов за основу водохозяйственного расчета принимают календарные величины стока, полученные в результате длительных наблюдений за истекший период. Расчетом выявляют особенности гидрологического режима, характерные для рассматриваемого водотока в прошлом. Затем распространяют их на предстоящий расчетный период. При этом предполагается, что среднемноголетняя водность рек, а также повторяемость лет и сезонов разной водности во время предстоящей эксплуатации водохозяйственных сооружений (по крайней мере, в ближайшие десятилетия) будут такими же, как и в период наблюдений длительностью несколько десятков лет.

Вторая группа методов водохозяйственных расчетов основывается на современных представлениях о природе речного стока, заключающихся в том, что речной сток есть случайный (вероятностный, стохастический) процесс, для изучения и раскрытия закономерностей которого может быть использован математический аппарат теории вероятностей и статистики. С позиции этой теории наблюдаемый в прошлом многолетний гидрограф 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. Все водохозяйственные параметры системы, являющиеся результатом взаимодействия бытового стока и водохранилища, выражаются в вероятностной форме. При водохозяйственных расчетах обобщенными методами календарный ряд наблюдений используют для определения статистических параметров стока. Построенные на их базе кривые обеспеченности служат для получения вероятностных значений стока и их сочетаний, на основе которых устанавливают

основные параметры регулирования стока (объемы водохранилища, отдачи, дефицита и т. п.).

Каждой из рассмотренных групп методов водохозяйственного расчета присущи свои достоинства и недостатки.

Расчет непосредственно по стоку истекшего периода (по календарным рядам) отличается наглядностью и удобством применения к любому виду регулирования стока. Его основные недостатки — невозможность использования при отсутствии продолжительных наблюдений за стоком реки и неопределенность обеспеченности отдачи из водохранилища.

Расчет по обобщенным характеристикам стока реки в основном не имеет указанных недостатков. Применение теории вероятностей и математического моделирования позволяет выявить все возможные сочетания величин стока, в том числе и отсутствующие в календарном ряду наблюдений, исследовать эти величины как свободно варьирующие (и по размерам, и по последовательности), полнее использовать информацию, содержащуюся в исходном ряду. Этим исключается влияние случайных особенностей периода гидрометрических наблюдений и повышается степень обоснованности устанавливаемых показателей регулирования стока. К числу недостатков обобщенных методов можно отнести малую наглядность, а также абстрактность водохозяйственных расчетов, при которой за сложными математическими построениями затушевывается роль генетических факторов в формировании закономерностей стока.

В связи с этим при водохозяйственном проектировании целесообразно сочетать элементы обоих методов расчета. Взаимно дополняя друг друга, они позволяют с достаточной полнотой и достоверностью установить необходимые расчетные параметры и проектный режим работы водохранилища.

4.5.3. Расчетная обеспеченность отдачи

Естественный речной сток подвержен колебаниям. С помощью водохранилищ эти колебания сглаживаются и тем полнее, чем больше объем водохранилища по отношению ко всему объему стока в средний год. Однако даже при достаточно больших объемах водохранилищ невозможно полностью исключить колебания стока. В зарегулированном стоке тоже, хотя значительно реже, чем в естественных условиях, происходят отклонения от необходимого режима, нарушения его. Число таких нарушений уменьшается по мере увеличения объема водохранилища. Соответственно этому изменяется стоимость гидротехнических мероприятий, так как увеличивается высота и объем плотины, затопление земель и т. п. В связи с этим при проектировании водохранилищ стремятся установить некоторые оптимальные соотношения между надежностью водообеспечения и технико-экономическими показателями по всему комплексу мероприятий, связанных с его устройством. Водохозяйственные

установки проектируют в расчете на определенную, заранее принятую степень надежности (гарантии) их работы по заданному режиму регулирования стока. В качестве критерия надежности снабжения потребителя водой в гидротехнической практике используют расчетную обеспеченность отдачи. Под обеспеченностью отдачи понимают выраженную в процентах вероятность числа целых бесперебойных лет, в течение которых потребители обеспечиваются водой в полном объеме без перебоев (обеспеченность по числу бесперебойных лет):

$$p_{\alpha} = N_{\text{бесп}} N^{-1} \cdot 100\%, \quad (4.67)$$

где $N_{\text{бесп}}$ — число целых бесперебойных лет; N — число лет в рассматриваемом многолетнем периоде.

Наряду с этим понятием обеспеченности отдачи в практике водохозяйственных расчетов встречаются и другие разновидности этого критерия: обеспеченность по объему отдачи или обеспеченность по времени.

Обеспеченность по объему отдачи — это отношение (в процентах) объема доставленной потребителю воды U_{ϕ} к объему плановой (гарантированной) отдачи $U_{\text{пл}}$:

$$p_{\alpha, u} = U_{\phi} U_{\text{пл}}^{-1} \cdot 100\%. \quad (4.68)$$

Обеспеченность по времени — это отношение общего времени, в течение которого обеспечивается бесперебойная гарантированная отдача $T_{\text{бесп}}$, к общей продолжительности рассматриваемого многолетнего периода T :

$$p_{\alpha, t} = T_{\text{бесп}} T^{-1} \cdot 100\%. \quad (4.69)$$

Анализ критериев обеспеченности отдачи показывает, что обеспеченность по объему $p_{\alpha, u}$ и по времени $p_{\alpha, t}$ по своим значениям больше p_{α} , поскольку при их определении учитывается отдача и в те годы, когда имеют место перебои. При оценке же обеспеченности по числу бесперебойных лет p_{α} из расчета исключаются все перебойные годы, даже те, когда длительность перебоев незначительна.

В практике водохозяйственного проектирования в качестве основного критерия обеспеченности отдачи используют обеспеченность по числу бесперебойных лет p_{α} как наиболее простой критерий, строго соответствующий понятию обеспеченности. Два других понятия применяют при окончательной технико-экономической оценке результатов регулирования стока.

Нормативные значения расчетной обеспеченности отдачи устанавливают на основании опыта, накопленного практикой проектирования. Все водопотребители по степени бесперебойности в подаче воды делят на три группы: не допускающие перерыв или уменьшение подачи воды; не допускающие перерыва, но разрешающие кратковременное снижение подачи воды (определяемое технологией производства); допускающие кратковременный перерыв или уменьшение подачи воды. К первой группе

относят объекты специального назначения, крупные промышленные центры и отдельные предприятия, системы коммунального водоснабжения; расчетную обеспеченность для этой группы принимают 95...97% и более (до 99%). Во вторую группу входит большинство промышленных предприятий; расчетная обеспеченность в этом случае 95%. В третью группу включают оросительные системы, гидроэлектростанции, водный транспорт, рыбное хозяйство и другие объекты. Расчетная обеспеченность для этой группы находится в следующих пределах: для ГЭС—90%, для орошения—85%, для водного транспорта 80...90%, для рыбного хозяйства—75...85%.

Расчетная обеспеченность отдачи—это очень важный критерий, который определяет не только объем водохранилища и отдачу, но и размеры капитальных вложений в строительство водохранилища и гидроузла в целом, общую экономическую эффективность регулирования стока.

В орошении, например, увеличение процента обеспеченности отдачи из водохранилища повышает надежность работы оросительной системы и как результат—устойчивость производства и выход сельскохозяйственной продукции. Однако при этом увеличивается потребный объем водохранилища, а следовательно, и капитальные затраты на его возведение. И наоборот, при снижении расчетной обеспеченности отдачи уменьшаются размеры водохранилища и затраты на его строительство, но увеличение перебоев в подаче воды приводит к уменьшению урожайности и общего сбора сельскохозяйственной продукции. Аналогично дело обстоит и при использовании водохранилищ для других отраслей народного хозяйства (гидроэнергетики, промышленного водоснабжения и т. д.). Поэтому в каждом конкретном случае расчетную обеспеченность отдачи устанавливают на основе технико-экономических расчетов и сопоставления различных вариантов, позволяющих выбрать оптимальные параметры и режимы регулирования стока.

4.6. РАСЧЕТЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА ПО КАЛЕНДАРНЫМ РЯДАМ ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ НАБЛЮДЕНИЙ

4.6.1. Таблично-цифровые балансовые расчеты

Расчеты регулирования стока по фактическим календарным годам заключаются в последовательном составлении баланса воды для каждого из элементарных отрезков времени, на которые разделяется рассматриваемый период. При этом уравнение баланса имеет вид:

$$\Delta V = Q_p \Delta t - q \Delta t - V_{\Pi} - Q_{\text{сб}} \Delta t, \quad (4.70)$$

где ΔV —изменение объема водохранилища за время Δt , м³; Q_p —расчетный сток (приток), м³/с; q —расход отдачи, м³/с; V_{Π} —объем потерь воды из водохранилища за время Δt , м³; $Q_{\text{сб}}$ —сбросной расход воды, м³/с.

В зависимости от вида регулирования стока и необходимой точности вычислений в качестве расчетного интервала времени Δt принимают пятидневку, декаду, месяц, сезон, год. При этом расчеты для всего рассматриваемого ряда лет ведут по средним за указанные отрезки времени величинам.

Различают прямую и обратную задачи при расчетах регулирования стока.

В прямой задаче путем сопоставления расчетного стока и плановой отдачи определяют полезный объем водохранилища, а также режим его работы в зависимости от заданных условий регулирования. Требования водопользователей на воду удовлетворяются полностью. При неполном использовании стока определяют порядок проведения сбросов излишков воды.

В обратной задаче определяют фактическую отдачу при заданном условиях проектирования полезном объеме водохранилища.

Как и в прямой, так и в обратной задачах обеспеченность отдачи принимается равной обеспеченности стока.

По типу прямой задачи расчет водохранилища выполняют в следующей последовательности.

1. Назначают начало расчетного водохозяйственного года и путем последовательного сопоставления по выбранным интервалам времени расчетного стока $W_{p,i}$ и отдачи U_i вычисляют балансовые разности $\pm (W_p - U)_i$ без учета потерь воды. Положительные значения балансовых разностей соответствуют объему избыточного стока $\Delta V_{изб\ i}$, отрицательные — объему дефицита стока $\Delta V_{д\ i}$ за рассматриваемый интервал времени.

За начало расчетного водохозяйственного года обычно принимают момент наступления половодья.

2. Определяют полезный объем водохранилища $V_{плз}$ без учета потерь воды. При этом в зависимости от величины, последовательности и соотношения балансовых разностей одного знака, то есть избытков и дефицитов, возможны следующие режимы работы водохранилища: одноктный, двухтактный и многотактный (рис. 4.13).

Одноктный режим характеризуется наличием одной балансовой группы избытков $\Delta V_{изб}$ и одной группы дефицитов $\Delta V_{д}$ (рис. 4.13, а). В этом случае, если объем избытков $\Delta V_{изб}$ превышает объем дефицита $\Delta V_{д}$, необходимый полезный объем водохранилища

$$V_{плз} = \Delta V_{д} \quad (4.71)$$

Очевидно, что к моменту времени, соответствующему началу дефицита, водохранилище должно быть наполнено до отметки НПУ, а его полный объем $V_{нпу} = V_{умо} + V_{плз}$. В конце дефицита полезный объем будет полностью сработан и в водохранилище останется только не подлежащий сработке мертвый объем $V_{умо}$.

Двухтактный режим работы водохранилища характеризуется наличием в течение расчетного периода двух групп избытков и

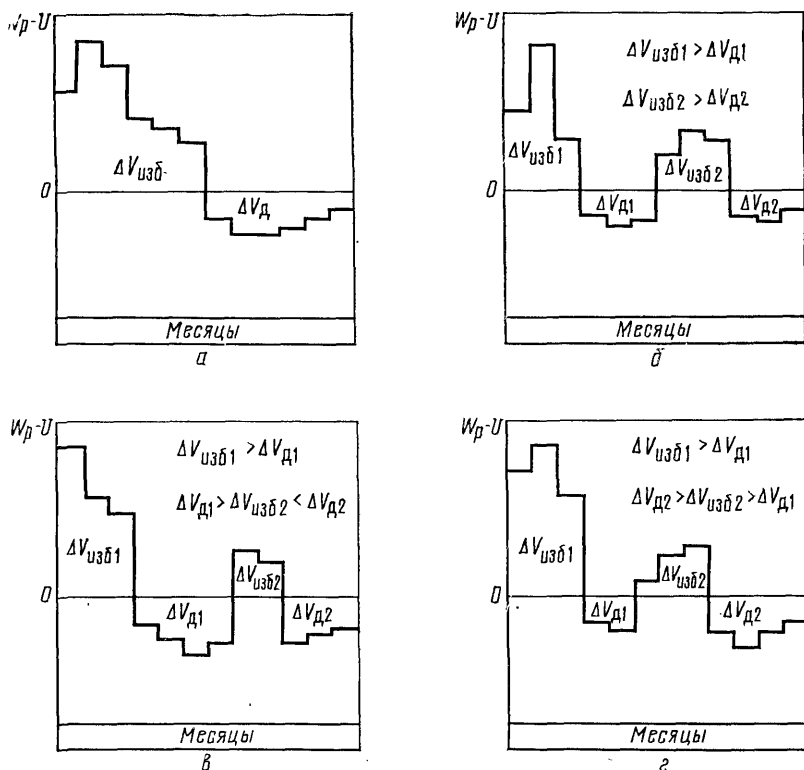


Рис. 4.13. Совмещенные графики притока и отдачи из водохранилища.

недостатков. При этом возможны следующие случаи: двухтактная работа с независимым циклом (рис. 4.13, б); двухтактная работа с зависимым циклом (рис. 4.13, в); двухтактная работа с промежуточно-зависимым циклом (рис. 4.13, г).

При двухтактной работе с независимым циклом (рис. 4.13, б) каждый из избытков больше следующего за ним дефицита, то есть $\Delta V_{изб1} > \Delta V_{д1}$ и $\Delta V_{изб2} > \Delta V_{д2}$ и расчетный период регулирования делится на два независимых друг от друга цикла.

Полезный объем водохранилища в этом случае равен большему из дефицитов:

$$V_{плз} = \max \Delta V_{д}. \quad (4.72)$$

К моменту наступления большего дефицита водохранилище должно быть наполнено до $V_{нпу}$, а к концу этого дефицита сброшено до $V_{умо}$.

При двухтактной работе с зависимым циклом (рис. 4.13, в) $\Delta V_{изб1} > \Delta V_{д1}$, а $\Delta V_{д1} > \Delta V_{изб2} < \Delta V_{д2}$, то есть для покрытия второго дефицита недостаточно предшествующего ему избытка $\Delta V_{изб2}$, и недостающий объем необходимо запasti из первого наибольшего избытка $\Delta V_{изб1}$.

В этом случае

$$V_{\text{плз}} = \Delta V_{\text{д1}} + \Delta V_{\text{д2}} - \Delta V_{\text{изб2}}. \quad (4.73)$$

Водохранилище должно быть наполнено до $V_{\text{нпу}}$ к началу первого дефицита, а сбрасывается до $V_{\text{умо}}$ к концу второго.

Двухтактный режим с промежуточно-зависимым циклом имеет место, когда $\Delta V_{\text{изб1}} > \Delta V_{\text{д1}}$, а $\Delta V_{\text{д2}} > \Delta V_{\text{изб2}} > \Delta V_{\text{д1}}$, то есть второй избыток $\Delta V_{\text{изб2}}$ превышает предшествующий ему дефицит $\Delta V_{\text{д1}}$, но меньше последующего $\Delta V_{\text{д2}}$. При этих условиях полезный объем принимают равным максимальному дефициту:

$$V_{\text{плз}} = \max \Delta V_{\text{д}}.$$

Наполнение водохранилища до $V_{\text{нпу}}$ должно быть завершено к началу максимального дефицита, а опорожнение до $V_{\text{умо}}$ к его окончанию.

Аналогично изложенному выполняется расчет полезного объема водохранилища и в случае многотактного режима его работы.

3. Составляют хронологический график наполнения водохранилища и сбросов излишков воды при регулировании стока. Порядок наполнения водохранилища и сбросов излишков воды определяется правилами регулирования. Применяют два варианта регулирования.

По первому варианту водохранилище наполняют до $V_{\text{нпу}}$ за счет первых избытков и только после этого осуществляют сброс излишков воды через водосбросные сооружения.

При регулировании по второму варианту вначале при уровне $H_{\text{умо}}$ сбрасывают излишки воды, а затем водохранилище наполняется до $V_{\text{нпу}}$.

Первый вариант является более надежным, в нем используются все возможности для скорейшего заполнения водохранилища. Он предпочтителен при регулировании стока в энергетических целях, так как при более продолжительном периоде поддержания в водохранилище повышенных уровней возрастают напоры, а следовательно, и выработка электроэнергии на гидроэлектростанции. Однако этот вариант имеет и недостатки: удлиняется период затопления и подтопления территории, увеличиваются потери воды на испарение и фильтрацию, ускоряется процесс заиливания водохранилища, затрудняется проведение гидравлических промывок.

Второй вариант не имеет недостатков первого и поэтому предпочтителен, особенно при эксплуатации водохранилищ, построенных на водотоках, несущих большое количество наносов. Вместе с тем для регулирования по этому варианту необходимы донные водосбросные сооружения большой пропускной способности, обеспечивающие сброс в нижний бьеф больших расходов без значительного подъема уровня воды в водохранилище. При этом должна быть исключена возможность наводнения в ниж-

нем бьефе. Надежно должна быть поставлена служба прогнозов паводочного стока.

Расчеты по первому варианту регулирования выполняют в хронологической последовательности, вычисляя объемы наполнений водохранилища и сбросов на конец расчетного интервала (декады, месяца, года и т. д.).

При этом используют уравнение баланса воды (4.70), которое при условии, что потери воды не учитываются, может быть представлено в виде:

$$V_{ki} = V_{ni} + (W_p - U)_i - V_{сб i}. \quad (4.74)$$

или

$$V_{ki} = V_{\phi i} - V_{сб i}, \quad (4.75)$$

где

$$V_{\phi i} = V_{ni} + (W_p - U)_i, \quad (4.76)$$

V_{ki} — объем воды в водохранилище (наполнение) на конец соответствующего расчетного интервала времени Δt_i , м³; V_{ni} — наполнение на начало расчетного интервала Δt_i , м³; $(W_p - U)_i$ — объем избытков или дефицита за время Δt_i , м³; $V_{сб i}$ — объем сброса воды за Δt_i , м³.

Наполнение водохранилища ограничено, с одной стороны, $V_{нпу}$, а с другой — $V_{умо}$. Поэтому уравнения (4.74) и (4.75) должны быть дополнены выражением:

$$V_{нпу} \geq V_{ki} \geq V_{умо}. \quad (4.77)$$

Вычисления начинают с момента, когда водохранилище опорожнено до $V_{умо}$; в этом случае $V_{n1} = V_{умо}$.

Для каждого последующего расчетного интервала времени за начальное наполнение принимают наполнение предшествующего интервала: $V_{n2} = V_{k1}$; $V_{n3} = V_{k2}$ и т. д.

При этом возможны два случая.

Первый случай $V_{\phi i} > V_{нпу}$. Поскольку по условию (4.77) объем воды в водохранилище не может превышать $V_{нпу}$, принимают $V_{ki} = V_{нпу}$. Тогда объем сброса по формуле (4.75): $V_{сб i} = V_{\phi i} - V_{нпу}$.

Второй случай $V_{нпу} \geq V_{\phi i} \geq V_{умо}$. Здесь весь объем стока можно задержать в водохранилище и, следовательно, $V_{ki} = V_{\phi i}$ и $V_{сб i} = 0$.

В конце расчетного периода $V_k = V_{умо}$. Пример расчета по первому варианту регулирования приведен в таблице 4.9.

Расчет по второму варианту регулирования стока выполняют в порядке, обратном ходу времени, от момента $V_{умо}$, последовательно вычисляя объем наполнений и сбросов на начало каждого интервала времени. Расчетные зависимости, используемые при расчете по второму варианту, имеют вид:

$$V_{ni} = V_{ki} - (W_p - U)_i + V_{сб i}. \quad (4.78)$$

или

$$V_{ni} = V'_{\phi i} + V_{сб i}, \quad (4.79)$$

где

$$V'_{\phi i} = V_{ki} - (W_p - U)_i. \quad (4.80)$$

Кроме того, сохраняет силу ограничение:

$$V_{\text{нпу}} \geq V_{\text{нi}} \geq V_{\text{умо}}. \quad (4.81)$$

При этом возможны два случая.

Первый случай $V_{\text{нпу}} > V'_{\text{fi}} \geq V_{\text{умо}}$. Здесь принимают $V_{\text{нi}} = V'_{\text{fi}}$, а сброс $V_{\text{сби}} = 0$.

Второй случай $V'_{\text{fi}} < V_{\text{умо}}$. Здесь $V_{\text{нi}} = V_{\text{умо}}$, а сброс $V_{\text{сби}} = V_{\text{умо}} - V'_{\text{fi}}$.

В начале расчета $V_{\text{кн}} = V_{\text{умо}}$; в конце предшествующего интервала $V_{\text{к}, n-1} = V_{\text{н}, n}$; $V_{\text{к}, n-2} = V_{\text{н}, n-1}$ и т. д.

Расчет заканчивается при $V_{\text{нi}} = V_{\text{умо}}$.

Пример расчета по второму варианту регулирования приведен в таблице 4.9.

4. Определяют полезный объем водохранилища, наполнения и сбросы с учетом потерь воды.

Потери воды из водохранилища на испарение, фильтрацию и ледообразование за расчетный интервал времени Δt вычисляют, используя предварительно построенные графики $V_{\text{п}} = f(V_{\text{ср}})$ или $V_{\text{п}} = f(V_{\text{ср}})$ для проектируемого водохранилища. При этом средний объем воды в водохранилище за расчетный интервал находят как полусумму начального и конечного наполнений по принятому варианту регулирования без учета потерь: $V_{\text{ср}} = (V_{\text{нi}} + V_{\text{ки}})/2$.

Среднюю площадь водной поверхности $\Omega_{\text{срi}}$ определяют по объемной характеристике $\Omega = f(V)$ в зависимости от среднего объема $V_{\text{ср}}$.

Потери воды приплюсовывают к плановой отдаче, получая полную отдачу (отдачу брутто) за соответствующий интервал времени: $U_{\text{бpi}} = U_i + V_{\text{пи}}$.

Полезный объем водохранилища с учетом потерь воды $V'_{\text{плз}}$ определяют путем сопоставления по интервалам времени расчетного стока W_{pi} и отдачи с учетом потерь $U_{\text{бpi}}$, то есть аналогично изложенному выше (п. 2) в зависимости от режима работы водохранилища (однотактного, двухтактного или многотактного). Аналогично расчету без учета потерь вычисляют наполнение водохранилища и объемы сбросов, при этом в зависимости от принятого варианта регулирования используют уравнения (4.74) ... (4.77) или (4.78) ... (4.81), имея в виду, что с учетом потерь $V'_{\text{нпу}} = V_{\text{умо}} + V'_{\text{плз}}$.

Полученные полезный объем $V'_{\text{плз}}$, а также соответствующие ему $V'_{\text{нпу}}$ наполнения V'_i и сбросы $V'_{\text{сби}}$ нужно рассматривать как первое приближение, поскольку при их определении в качестве исходных приняты объемы воды в водохранилище, вычисленные без учета потерь. Необходимо выполнить расчет второго, третьего и так далее приближений до получения стабильного значения $V'_{\text{плз}}$ с учетом потерь, отличающегося от предыдущего не более чем на 5%. Ход повторного и последующих расчетов аналогичен рассмотренному выше ранее (см. п. 2.3), однако при каждом последующем расчете потери воды вычисляют в

$V_{\text{УМО}} = 120 \text{ млн. м}^3$
$$V'_{\text{плз}} = 111 \text{ млн. м}^3$$
 $V_{\text{плз}} = 98 \text{ млн. м}^3$

$V_{\text{НПУ}} = 231$ млн. м³

УНПУ = 218 млн. м³

Итого = 291 млн. м³

[illegible]

зависимости от наполнений водохранилища, определенных в предшествующем приближении.

Очевидно, что полезный объем водохранилища, вычисленный с учетом потерь воды, больше, чем без их учета.

При расчете водохранилища по типу обратной задачи при заданных условиями проектирования расчетном притоке W_p , плановой отдаче U , нормах потерь $W_{\text{п}}$, а также известном полезном объеме $V_{\text{плз}}$ находят фактическую отдачу $U_{\text{ф}}$, сбросы $V_{\text{сб}}$ и дефициты отдачи $\Delta V_{\text{д}}$ (табл. 4.10).

4.10. Расчет водохранилища при заданных стоке, отдаче, полезном объеме

Расчетный интервал времени Δt	Начальное наполнение $V_{\text{н}}$ млн. м ³	Расчетный сток W_p млн. м ³	Плановая отдача $U_{\text{пл}}$ млн. м ³	Фиктивное наполнение без учета потерь $V_{\text{ф}}$ млн. м ³	Конечное наполнение без учета потерь $V_{\text{к}}$ млн. м ³	Средний объем $V_{\text{ср}}$ млн. м ³	Объем потерь $V_{\text{п}}$ млн. м ³	Фиктивное наполнение с учетом потерь $V'_{\text{ф}}$ млн. м ³	Конечное наполнение с учетом потерь $V'_{\text{к}}$ млн. м ³	Сброс $V_{\text{сб}}$ млн. м ³	Дефицит отдачи $\Delta V_{\text{д}}$ млн. м ³	Фактическая отдача млн. м ³
---------------------------------------	---	--	---	--	---	---	---	--	---	---	--	--

Расчет выполняют так называемым цепным способом, который заключается в следующем.

Выбирают расчетный интервал времени Δt (сутки, декада, месяц, год). Для первого интервала времени вычисляют все основные параметры регулирования стока, учитывая потери воды из водохранилища: конечное наполнение $V_{\text{к1}}$, сброс $V_{\text{сб1}}$, дефицит отдачи $\Delta V_{\text{д1}}$, фактическую отдачу $U_{\text{ф1}}$. При этом за начальное наполнение обычно принимают $V_{\text{н1}} = V_{\text{умо}}$, фиктивное наполнение без учета потерь, то есть наполнение неограниченное объемом водохранилища, $V_{\text{ф}} = V_{\text{н}} + W_p - U$, конечное наполнение без учета потерь ограничено объемами полного и мертвого объемов $V_{\text{нпу}} \geq V_{\text{к}} \geq V_{\text{умо}}$, объем потерь $V_{\text{п}}$ определяется по графику потерь в зависимости от $V_{\text{ср}} = (V_{\text{н}} + V_{\text{к}})/2$, фиктивное наполнение с учетом потерь $V'_{\text{ф}} = V_{\text{н}} + W_p - U - V_{\text{п}}$.

Если оказывается, что $V'_{\text{ф}} \geq V_{\text{нпу}}$, то принимают конечное наполнение с учетом потерь $V'_{\text{к}} = V_{\text{нпу}}$. В этом случае сброс излишков воды в нижний бьеф $V_{\text{сб}} = V'_{\text{ф}} - V_{\text{нпу}}$, дефицит отдачи $\Delta V_{\text{д}} = 0$, а фактическая отдача равна плановой: $U_{\text{ф}} = U_{\text{пл}}$.

Если $V_{\text{нпу}} \geq V'_{\text{ф}} \geq V_{\text{умо}}$, то $V'_{\text{к}} = V'_{\text{ф}}$, сбросы и дефициты отсутствуют, отдача также равна плановой.

Если же $V'_{\text{ф}} < V_{\text{умо}}$ или $V'_{\text{ф}} < 0$, то принимают $V'_{\text{к}} = V_{\text{умо}}$. В этих условиях возникают дефициты отдачи $\Delta V_{\text{д}} = V_{\text{умо}} - V'_{\text{ф}}$, а фактическая отдача $U_{\text{ф}} = U_{\text{пл}} - \Delta V_{\text{д}}$ — меньше плановой. При отрицательных значениях $V'_{\text{ф}}$ дефицит отдачи равен сумме объемов $V_{\text{умо}}$ и $|V'_{\text{ф}}|$.

Наполнение водохранилища в конце первого расчетного интервала времени $V_{\text{к1}}$ принимают в качестве начального для второго интервала, то есть $V_{\text{н2}} = V_{\text{к1}}$; для третьего интервала $V_{\text{н3}} =$

$= V_{K2}$ и т. д. Таким образом в хронологической последовательности по интервалам времени находят конечные наполнения, сбросы и фактические отдачи за весь период регулирования стока.

Иногда применяют другой способ расчета по типу обратной задачи (табл. 4.11).

4.11. Расчет водохранилища по второму способу учета потерь воды

Расчетный интервал времени Δt	Расчетный сток W_p , млн. м ³	Планируемая отдача $U_{пл}$, млн. м ³	$W_p - U_{пл}$		Предварительный объем водохранилища $V_{пр}$, млн. м ³	Средний объем $V_{ср}$, млн. м ³	Объем потерь $V_{п}$, млн. м ³	Конечные наполнения V_K , млн. м ³	Сброс $V_{сб}$, млн. м ³
			+	-					

Так же, как и в первом способе, расчет ведут по интервалам в хронологической последовательности. Для первого интервала времени конечное наполнение равно начальному (например, $V_{умо}$) плюс потери воды. Потери определяют аналогично первому способу. Предварительное (начальное) наполнение для второго интервала времени принимают равным наполнению в конце первого интервала плюс разность стока и отдачи за рассматриваемый интервал и т. д. В результате находят конечные наполнения, а также сбросы излишков воды для каждого интервала времени и всего расчетного периода.

Этот способ менее трудоемок, чем первый, и позволяет ускорить расчет. Однако он и менее точен, поскольку потери воды определяются ориентировочно.

При расчетах водохранилищ применяют и другие формы таблиц; они отличаются главным образом последовательностью вычислений и способами учета потерь воды при регулировании стока.

Таблично-цифровые балансовые расчеты водохранилищ широко распространены в практике проектирования. Их достоинства — простота, возможность проверок и применения ЭВМ. Для большей наглядности эти расчеты иллюстрируются графиками, характеризующими наполнения, сработку, сбросы и другие результаты регулирования стока в хронологической последовательности. Надежность и обоснованность балансовых расчетов по календарным рядам могут быть значительно повышены при сочетании их с расчетами по обобщенным характеристикам с использованием математической статистики и теории вероятностей.

4.6.2. Графические способы расчета водохранилищ

При расчетах водохранилищ по календарным рядам наблюдений применяют также графические способы. Они отличаются наглядностью, позволяют лучше понять сущность и процесс

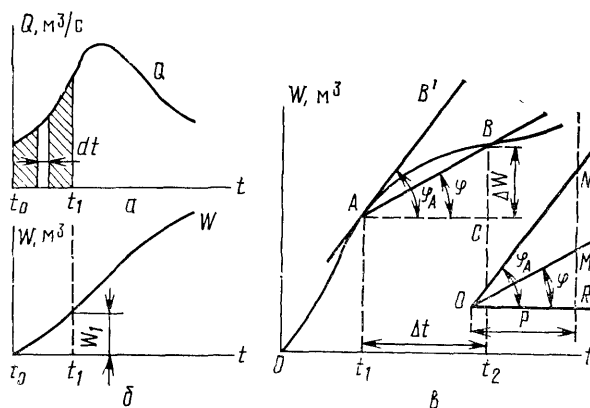


Рис. 4.14. Гидрограф стока (а), полная интегральная кривая (б) и лучевой масштаб (в).

регулирования стока. В настоящее время их используют в основном для предварительных и вспомогательных расчетов, а также для анализа особо сложных случаев регулирования стока.

В графических способах расчетов водохранилищ применяют интегральные (суммарные) кривые — изображение в хронологической последовательности возрастания стока, отдачи или их разности в суммарном виде.

Интегральные кривые в прямоугольных координатах. Для построения интегральной кривой стока используют гидрограф стока (рис. 4.14, а). Площадь элементарной полоски гидрографа с основанием dt и высотой Q дает элементарный объем $dW = Qdt$. Объем стока за время t

$$W(t) = \int_0^t Qdt.$$

Последовательно вычисляя сток $W_1, W_2 \dots$ соответственно за интервалы времени $0-t_1, 0-t_2 \dots$ и откладывая их в масштабе в прямоугольной системе координат (рис. 4.14, б), получаем кривую, характеризующую изменение суммарного стока за рассматриваемый период. Эта кривая и носит название полной интегральной кривой стока. При конечных интервалах времени объем стока за интервал $\Delta W = Q_i \Delta t_i$, а суммарный сток $W(i) = \sum_1^i Q_i \Delta t_i$. Поэтому полную интегральную кривую часто называют полной суммарной кривой.

Рассмотрим основные свойства полной интегральной кривой (рис. 4.14, в).

Каждая ордината кривой представляет суммарный сток за время от начала расчета до рассматриваемого момента времени.

Разность ординат двух точек кривой равна объему стока за интервал времени между ними ΔW_i .

Тангенс угла φ наклона к оси абсцисс линии, проходящей через две точки кривой A и B (секущей), характеризует средний расход Q_{cp} в интервале времени Δt между этими точками (рис. 4.14, в)

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{BC}{AC} = \frac{\Delta W}{\Delta t} = Q_{cp}, \quad (4.82)$$

а тангенс угла φ_A наклона к оси абсцисс касательной AB' определяет расход Q_A в точке касания

$$\operatorname{tg} \varphi_A = \frac{dW}{dt} = Q_A. \quad (4.83)$$

При использовании зависимостей (4.82) и (4.83) для вычисления расходов воды необходимо учитывать масштабы построения интегральной кривой. Обозначив масштаб объемов через m_w , а масштаб времени через m_t , длины отрезков BC и AC на рисунке 4.14, в можно представить в таком виде: $BC = \Delta W / m_w$ и $AC = \Delta t / m_t$. Подставляя найденные значения в формулу (4.82), получаем

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\Delta W}{m_w} : \frac{\Delta t}{m_t} = Q_{cp} \frac{m_t}{m_w}, \quad (4.84)$$

откуда следует, что

$$Q_{cp} = \operatorname{tg} \varphi \frac{m_w}{m_t}. \quad (4.85)$$

Полная интегральная (суммарная) кривая может быть построена на основе предварительно составленной таблицы или с помощью лучевого масштаба.

Лучевой масштаб — это специальный чертеж, позволяющий графическим способом выполнить построение и анализ интегральных кривых. Суть лучевого масштаба сводится к следующему.

На чертеже интегральной кривой (рис. 4.14, в) выбирают произвольную точку O (полюс лучевого масштаба), от которой откладывают отрезок $OR = P$ (полюсное расстояние), а через точку R проводят вертикальную линию RN . Если через точку O провести линию OM , параллельную секущей AB , то из подобия треугольников OMR и ABC следует, что $MR/P = BC/AC = \Delta W / \Delta t = Q$, откуда $MR = PQ$.

Таким образом, прямые, проведенные из полюса лучевого масштаба параллельно секущим или касательным к интегральной кривой, отсекают на оси RN отрезки, пропорциональные соответствующим расходам. Значит, ось RN есть шкала расходов. Величина полюсного расстояния P зависит от выбранных масштабов объема стока m_w , времени m_t и расходов воды m_Q .

На рисунке 4.14, в видно, что $RM/P = \operatorname{tg} \varphi$. Заменяв $\operatorname{tg} \varphi$ его выражением (4.84), получим $RM/P = Q_{\text{ср}} m_i / m_w$, откуда

$$P = \frac{RM}{Q_{\text{ср}}} \frac{m_w}{m_i} = \frac{m_w}{m_Q m_t}, \quad (4.86)$$

где m_Q — масштаб расходов, то есть единица расхода ($\text{м}^3/\text{с}$) в линейной единице (в 1 см или в 1 мм); m_w , m_t — масштабы соответственно объема стока и времени, то есть единица объема (м^3) и единица времени (с) в линейной единице.

Лучевой масштаб позволяет по ступенчатому хронологическому графику расходов построить полную суммарную кривую, не прибегая к вычислению и суммированию объемов (рис. 4.15). Выбрав удобные для использования масштабы m_w , m_Q и m_t , находят по формуле (4.86) полюсное расстояние P и на шкале расходов откладывают все расходы Q_i рассматриваемого расчетного периода. Затем из полюса лучевого масштаба проводят лучи, соответствующие средним за каждый интервал времени расходам. Полную суммарную кривую строят начиная с первого расчетного интервала, проводя в координатах объем — время отрезок 1, параллельный лучу, соответствующему расходу Q_1 за интервал времени Δt_1 . Далее из конца отрезка 1 проводится отрезок 2, параллельный лучу Q_2 , за интервал Δt_2 , отрезок 3, параллельный лучу Q_3 , и т. д. Полученная ломаная линия и будет полной суммарной кривой стока.

Лучевой масштаб может быть использован и для нахождения расходов воды. Для этого достаточно провести из полюса O луч, параллельный секущей или касательной к интегральной кривой, и по шкале расходов определить соответствующий расход.

Очевидно, что точность построения суммарной кривой и определения расходов воды с помощью лучевого масштаба зависит от точности проведения параллельных прямых. При коротких интервалах времени эта точность невысока. Поэтому, как правило, полную суммарную кривую строят на основе предварительных вычислений по зависимости $W(i) = \sum_1^i Q_i \Delta t_i$, а лучевой

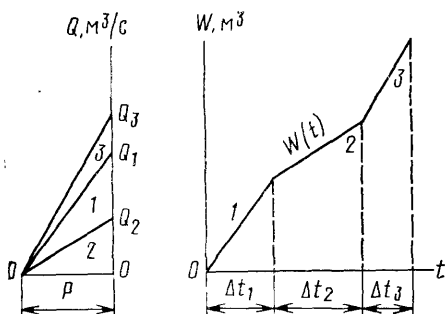


Рис. 4.15. Построение суммарной кривой с помощью лучевого масштаба.

масштаб используют для приближенного определения расходов воды при предварительном анализе регулирования стока.

При водохозяйственном расчете водохранилища на одном чертеже совмещают интегральную кривую стока $W(t)$ и интегральную кривую отдачи $U(t)$. Кривые строят в одном масштабе, начиная с масштаба, соот-

ветствующего опорожнению водохранилища до мертвого объема $V_{умо}$.

Сопоставляя интегральные кривые стока и отдачи (потребления), находят избытки, дефициты, полезный объем и другие показатели регулирования стока. Полные интегральные кривые используют в основном при расчетах без учета потерь воды, так как учесть последние графически сложно.

Рассмотрим наиболее простой случай — однотактную работу водохранилища при постоянной в течение всего периода регулирования отдаче (рис. 4.16.) Сопоставление интегральных кривых стока $W(t)$ и отдачи $U(t)$ позволяет установить следующее.

1. Суммарный объем стока W за расчетный период превышает суммарное потребление U за этот же период ($DF > EF$). Разность конечных ординат кривых стока и отдачи равна суммарному сбросу $V_{сб}$.

2. В начальный период регулирования от момента времени t_0 до t_1 наклон к оси абсцисс кривой стока $W(t)$ больше, чем наклон кривой отдачи $U(t)$, следовательно, согласно свойствам интегральных кривых сток Q превышает отдачу q .

Проведя верхнюю касательную к кривой стока, параллельную кривой отдачи $U(t)$, находим момент t_1 окончания избыточного стока и перехода к периоду дефицита. Суммарный избыток за время от t_0 до t_1 равен разности ординат кривых стока и отдачи, соответствующих точке верхнего касания, то есть $\Delta V_{изб1} = AC - BC$.

3. С момента t_1 (точка верхнего касания A) до конца расчетного периода t_2 наклон кривой $W(t)$ меньше наклона кривой $U(t)$; очевидно, в течение этого периода расход притока Q меньше расхода отдачи q , и имеет место дефицит. Нижняя касательная, проведенная к кривой стока параллельно кривой отдачи, определит окончание дефицита (точка D), а вертикальное расстояние между предыдущей верхней и последующей нижней касательной — суммарный объем дефицита $\Delta V_{д1}$ за период от t_1 до t_2 .

4. Поскольку в рассматриваемом случае других дефицитов нет, найденный объем дефицита $\Delta V_{д1}$ и будет соответствовать объему водохранилища, необходимому для регулирования стока, то есть полезному объему $V_{плз}$.

Следовательно, при однотактной работе водохранилища полезный объем $V_{плз}$ равен вертикальному расстоянию между

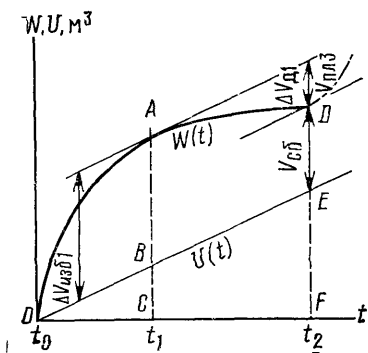


Рис. 4.16. Графическое определение полезного объема водохранилища при помощи интегральных кривых стока и отдачи при однотактной работе.

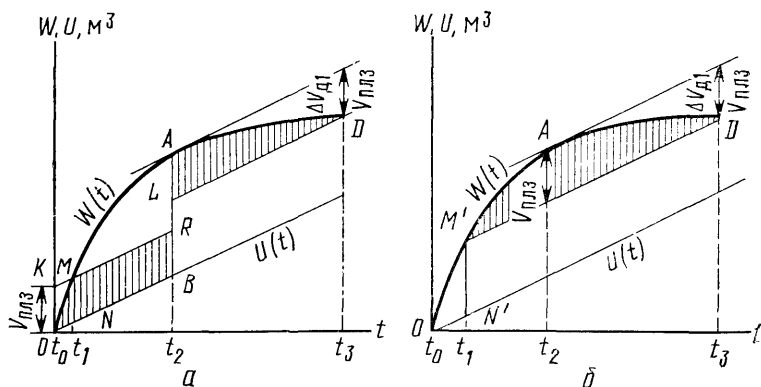


Рис. 4.17. Графический расчет наполнений водохранилища и сбросов при однократной работе по полным интегральным кривым стока и отдачи.

касательными, проведенными параллельно интегральной кривой потребления в начале дефицита (верхняя касательная) и в конце его (нижняя касательная).

На рисунке 4.17 представлены графики работы водохранилища (наполнения и сбросы) при регулировании по первому и второму вариантам. Для построения графика работы водохранилища по первому варианту регулирования (рис. 4.17, а) на оси ординат откладывают отрезок OK , равный (в масштабе) полезному объему $V_{плз}$, и проводят линию KR , параллельную кривой отдачи $U(t)$. Точка M пересечения этой линии с кривой стока $W(t)$ определит момент t_1 окончания наполнения водохранилища до необходимого полезного объема (отрезок $MN = V_{плз}$). Отрезки, равные разности ординат кривых стока и отдачи в период от t_0 до t_1 , будут соответствовать объемам наполнения водохранилища в течение этого времени. В период от t_1 до t_2 , поскольку водохранилище полностью наполнено, в нем сохраняется полезный объем ($RB = MN = OK = V_{плз}$), а излишки воды сбрасываются в нижний бьеф. Объемы сбросов на любой момент времени равны отрезкам между кривой стока $W(t)$ и линией MR . Суммарный объем сброса определяется величиной отрезка AR , разумеется, с учетом принятого масштаба объемов m_w . С момента t_2 начинается период дефицита, а следовательно, и сработки водохранилища. Отложив от точки верхнего касания вниз отрезок $AL = V_{плз}$ и проведя линию LD , параллельную кривой отдачи $U(t)$, получим необходимые объемы наполнений водохранилища в период дефицита. Эти объемы равны отрезкам между кривой стока $W(t)$ и линией LD на участке от t_2 до t_3 .

График работы водохранилища по второму варианту регулирования строят следующим образом (рис. 4.17, б). От нижней точки касания (точка D) проводят линию DM , параллельную кривой отдачи $U(t)$, влево до пересечения с суммарной кривой

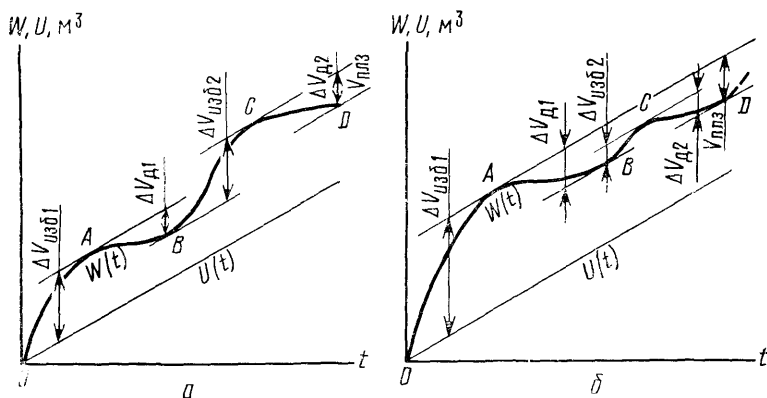


Рис. 4.18. Графическое определение полезного объема водохранилища при помощи полных интегральных кривых стока и отдачи при двухтактной работе с независимым (а) и зависимым (б) циклами.

стока $W(t)$. Точка пересечения этой линии с кривой стока определяет дату t_1 окончания сброса и начала наполнения водохранилища. Вертикальные отрезки между кривой стока $W(t)$ и кривой отдачи $U(t)$ на участке от t_0 до t_1 равны объемам сбросов на любой момент времени рассматриваемого периода. Суммарный объем сброса соответствует величине отрезка $M'N'$. Наполнение водохранилища характеризуется вертикальными отрезками между кривой стока $W(t)$ и линией DM' на участке от t_1 до t_3 ; в момент t_2 (точка верхнего касания A) водохранилище наполнено до $V_{плз}$, в конце дефицита (точка D) оно срабатывается до $V_{умо}$.

Аналогично выполняется расчет водохранилища с помощью интегральных кривых и при двухтактной работе (рис. 4.18). Проводят верхние и нижние касательные к кривой стока $W(t)$, параллельные кривой отдачи $U(t)$, и находят избытки $\Delta V_{изб1}$, $\Delta V_{изб2}$ и дефициты $\Delta V_{д1}$, $\Delta V_{д2}$. Необходимый полезный объем $V_{плз}$ определяют как наибольшее вертикальное расстояние между предыдущими верхними и последующими нижними касательными, проведенными к кривой стока $W(t)$ параллельно кривой отдачи $U(t)$. При этом верхняя касательная не должна пересекать кривую стока до точки нижнего касания. Так же может быть выполнен расчет и с произвольным числом тактов.

Графики работы водохранилища при двухтактной работе с независимым циклом по первому и второму вариантам регулирования приведены на рисунке 4.19.

Если кривая отдачи $U(t)$ не прямая, а кривая или ломаная линия, то это не вносит никаких принципиальных изменений в методику расчета. Точки верхнего касания находят путем перемещения суммарной кривой отдачи вертикально, параллельно самой себе до тех пор, пока какая-либо ее точка (рис. 4.20) не совпадет с кривой стока (точка M), и по обе

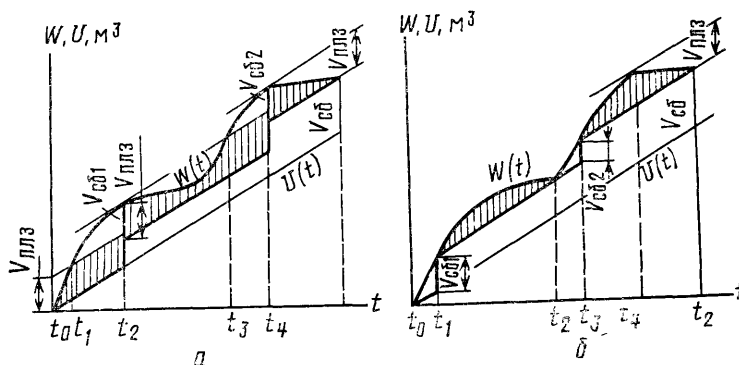


Рис. 4.19. Графический расчет наполнений водохранилища и сбросов при двухтактной работе по полным интегральным кривым стока и отдачи:
а и б — первый и второй варианты регулирования.

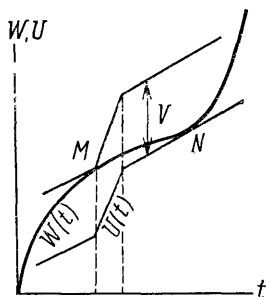


Рис. 4.20. Графический расчет водохранилища при переменном потреблении.

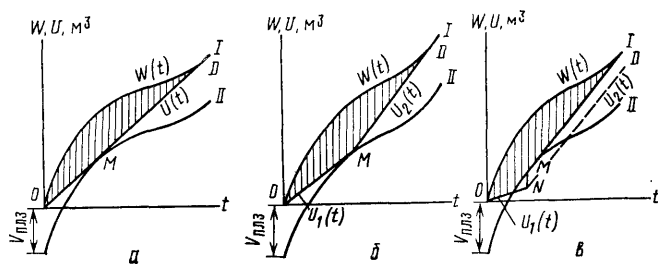


Рис. 4.21. Графический расчет водохранилища при заданном стоке и полезном объеме:

а — при полном использовании стока и постоянной отдаче; б — при полном использовании стока и переменной отдаче; в — при неполном использовании стока.

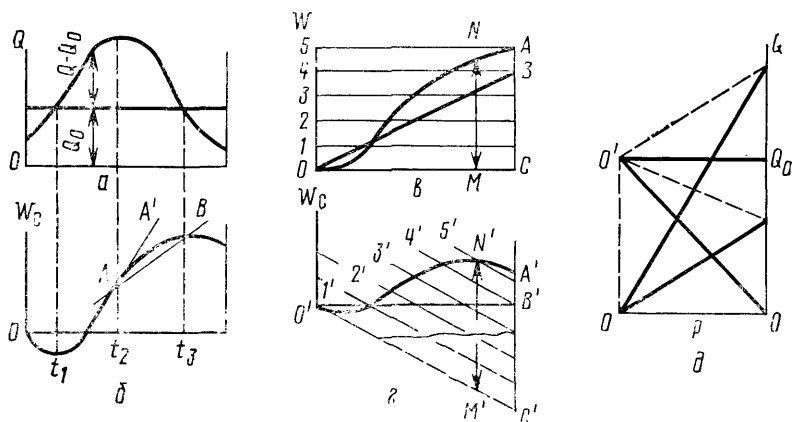


Рис. 4.22. Гидрограф (а), интегральные кривые в прямоугольных (б — сокращенная, в — полная) и косоугольных (г) координатах и лучевой масштаб (д).

стороны от этой точки кривая потребления будет лежать выше кривой стока. Аналогично находят и нижние точки касания (точка N). При этом следят за тем, чтобы при всех перемещениях суммарной кривой $U(t)$ соблюдалось ее подобие, и каждый излом этой кривой оставался на одной и той же вертикали.

Полные интегральные кривые используются также при приближенных расчетах водохранилищ по типу обратной задачи, то есть когда требуется по заданному стоку и полезному объему водохранилища определить наиболее целесообразное распределение отдачи в течение расчетного периода, построить суммарную кривую отдачи и установить режим наполнений и сбросов. Для этого на чертеже (рис. 4.21) ниже основной интегральной кривой стока I строят вторую интегральную кривую II, параллельную исходной и отстоящую от нее по вертикали на расстоянии, равном $V_{плз}$. Основную кривую принимают за линию пустого водохранилища, а кривую, смещенную вниз, — за линию наполненного водохранилища.

Режим отдачи при заданном стоке и полезном объеме водохранилища может быть различен. Если необходимо обеспечить полное использование стока, то через крайние точки основной кривой I проводят прямую (рис. 4.21, а) или ломаную (рис. 4.21, б) линию, но так, чтобы она касалась смещенной кривой II. В первом случае отдача постоянна в течение всего периода регулирования. Во втором — она переменна. При неполном использовании стока задача заключается в том, чтобы в период дефицита получить по возможности наибольшую отдачу, а во время избыточного стока — наименьшую. Это достигается проведением касательной (линия MD на рис. 4.21, в) от смещенной интегральной кривой II к основной кривой I. Сброс $V_{сб}$ (отрезок MN) зависит от отдачи $U_1(t)$, назначенной на пе-

риод избыточного стока. График наполнений представлен отрезками ординат, заключенными между основной интегральной кривой $W(t)$ (линией пустого водохранилища) и линией проектируемой отдачи $U(t)$.

Могут быть проанализированы и другие варианты распределения отдачи внутри периода регулирования при заданном стоке и полезном объеме, что позволяет выбрать наиболее оптимальное решение.

Сокращенные интегральные (суммарные) кривые. Построение полной интегральной кривой за длительный период требует больших размеров чертежа по вертикали и мелкого масштаба объемов, при этом снижается точность и наглядность расчетов регулирования стока. Поэтому при расчетах многолетнего регулирования стока чаще используется сокращенная интегральная (суммарная) кривая.

Для построения сокращенной интегральной кривой так же, как и для полной, используют гидрограф стока $Q(t)$ (рис. 4.22, а). Вычитая из всех расходов Q некоторый постоянный расход Q_0 и интегрируя или суммируя разности $Q - Q_0$, получаем:

$$W_c(t) = \int_0^t (Q - Q_0) dt \simeq \sum_1^i (Q_i - Q_0) \Delta t_i. \quad (4.87)$$

или

$$W_c(t) = \int_0^t Q dt - \int_0^t Q_0 dt \simeq \sum_1^i Q_i \Delta t_i - \sum_1^i Q_0 \Delta t_i = W(t) - W_0(t), \quad (4.88)$$

где $W(t)$ — ордината полной интегральной кривой для переменного расхода Q ; $W_0(t)$ — ордината полной интегральной кривой для постоянного расхода Q_0 .

Откладывая величины в координатах объем — время, получаем сокращенную интегральную кривую стока (рис. 4.22, б). Основные свойства сокращенной кривой следующие.

1. Если $Q = \text{const}$, то $W_c(t)$ — прямая линия; для ступенчатого гидрографа $W_c(t)$ будет ломаной линией.

2. Ординаты сокращенной кривой равны разности ординат полной интегральной кривой стока для расхода Q и полной кривой для постоянного расхода Q_0 , совмещенной с осью времени t .

3. Разность ординат двух точек сокращенной кривой (для моментов t_2 и t_3) равна

$$\begin{aligned} W_c(t_3) - W_c(t_2) &= \int_0^{t_3} (Q - Q_0) dt - \int_0^{t_2} (Q - Q_0) dt = \\ &= \int_{t_2}^{t_3} Q dt - \int_{t_2}^{t_3} Q_0 dt = W(t_3) - W(t_2) - Q_0(t_3 - t_2). \end{aligned} \quad (4.89)$$

Следовательно, разность двух ординат сокращенной интегральной кривой равна стоку за соответствующий интервал времени, уменьшенному на величину объема воды, вычисленного за тот же интервал времени по постоянному расходу Q_0 .

4. Из формулы (4.87) следует, что

$$dW_c/dt = Q - Q_0, \quad (4.90)$$

то есть тангенс угла наклона к оси абсцисс касательной, проведенной к сокращенной кривой, выражает разность расходов $Q - Q_0$ и, очевидно, тангенс угла наклона, образуемого секущей с осью абсцисс, дает среднее значение разности $Q - Q_0$ или разность $Q_{cp} - Q_0$.

При $dW_c/dt = 0$ сокращенная кривая имеет максимум или минимум; при этом $Q = Q_0$.

Если $dW_c/dt > 0$, тангенс угла наклона касательной — положительный (кривая имеет подъем) и $Q > Q_0$. Если же $dW_c/dt < 0$, тангенс отрицательный (кривая направлена вниз) и, следовательно, $Q < Q_0$.

5. Если Q_0 принять равным среднему расходу за весь рассматриваемый период, то очевидно, что в конце периода ордината сокращенной кривой $W_c(t) = 0$, то есть кривая приходит в точку, лежащую на оси абсцисс.

Сокращенную интегральную кривую стока можно представить и в косоугольных координатах. На рисунке 4,22, в линия OA есть полная интегральная кривая расхода $Q(t)$, а линия OB (прямая) — интегральная кривая постоянного расхода Q_0 . Согласно формуле (4.88), ординаты сокращенной интегральной кривой равны отрезкам между линиями OA и OB . Поворачивая линии OA и OB вокруг точки O (начало координат) и совмещая OB с осью абсцисс, получим кривую $O'A'$ (рис. 4,22, г). Кривая $O'A'$ — это та же кривая OA , но перестроенная таким образом, что прямая OB заняла горизонтальное положение $O'B'$, а прежняя ось абсцисс OC — наклонное положение $O'C'$ (причем $B'C' = BC$). Очевидно, что любой вертикальный отрезок $M'N'$ между $O'A'$ и $O'C'$ будет равен отрезку MN между OA и OC . Следовательно, кривая $O'A'$ представляет полную интегральную кривую в координатах $O'C'$, $O'W_c$ и сокращенную интегральную кривую в координатах $O'B'$, $O'W_c$. Последнюю и называют сокращенной интегральной кривой в косоугольных координатах. Для удобства отсчета ординат полной интегральной кривой проводят ряд прямых, параллельных $O'C'$ и соответствующих круглым значениям объемов стока на оси $O'W_c$. Эти параллельные линии служат косоугольной координатной сеткой и выполняют роль шкалы полного стока W . Однако, поскольку при расчетах достаточно иметь ординаты сокращенной кривой, косоугольная сетка обычно не наносится.

При построении и использовании сокращенной интегральной кривой можно воспользоваться лучевым масштабом. Лучевой

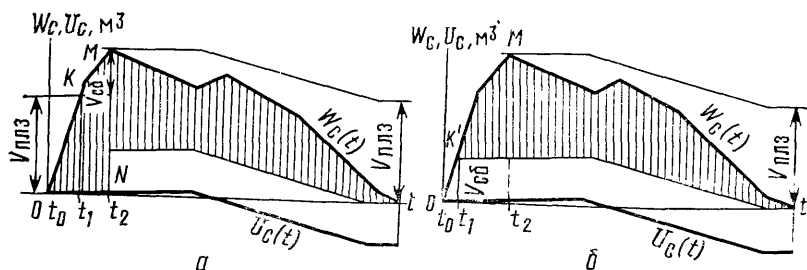


Рис. 4.23. Графический расчет водохранилища по сокращенным кривым стока и отдачи.

масштаб для сокращенной кривой строят так же, как и для полной (рис. 4.22, б), но полюс масштаба O перемещают вверх по шкале на величину O_0 (положение O'). Тогда лучи, проводимые из O' параллельно касательным или секущим к сокращенной кривой, будут отсекают на шкале O расходы, соответствующие моменту касания, или за интервал времени между точками, через которые проведена секущая.

Сокращенная интегральная кривая имеет ряд преимуществ по сравнению с полной. На сокращенной кривой отчетливо выражены характерные фазы стока — половодье и межень, многоводные и маловодные годы и периоды. Площадь чертежа используется более рационально, масштаб объемов уменьшать не надо. Это делает сокращенную интегральную кривую наглядной и удобной для выполнения расчетов регулирования стока.

Расчет водохранилища с использованием сокращенных интегральных кривых аналогичен расчету с помощью полных интегральных кривых.

На одном чертеже (рис. 4.23) совмещают сокращенную интегральную кривую стока $W_c(t)$ и сокращенную интегральную кривую отдачи

$$U_c(t) = \int_0^t (q - Q_0) dt \simeq \sum_1^i (q - Q_0) \Delta t_i.$$

или

$$U_c(t) = U(t) - W_0(t),$$

где $U_c(t)$ — ордината сокращенной интегральной кривой отдачи; $U(t)$ — ордината полной интегральной кривой отдачи; q — расход отдачи, м³/с.

В качестве постоянного расхода Q_0 обычно принимают средний за расчетный период расход притока. В этом случае сокращенная интегральная кривая стока в конце расчетного периода приходит в точку с ординатой, равной нулю.

Полезный объем водохранилища определяют как наибольшее вертикальное расстояние между предшествующими верхними и последующими нижними касательными, проведенными к

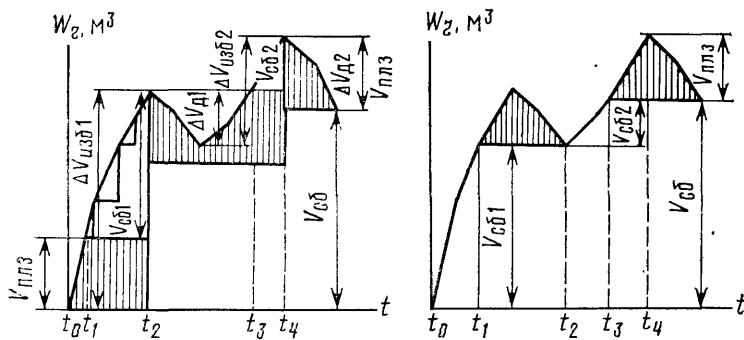


Рис. 4.24. Графический расчет водохранилища по разностной интегральной кривой стока и отдачи:
а и б — первый и второй варианты регулирования.

сокращенной кривой стока $W_c(t)$ параллельно сокращенной кривой отдачи $U_c(t)$ при условии, что верхняя касательная не пересекает кривую стока до точки нижнего касания.

Графики работы водохранилища по первому (рис. 4.23, а) и второму (рис. 4.23, б) вариантам регулирования стока строят так же, как и при графическом расчете по полным интегральным кривым.

Разностная интегральная кривая. При графических расчетах водохранилищ применяют также разностную интегральную (суммарную) кривую, которая характеризует непрерывный ход изменения разности суммарных объемов стока и отдачи во времени:

$$W_r(t) = \int_0^t (Q - q) dt \simeq \sum_1^i (Q_i - q_i) \Delta t_i, \quad (4.91)$$

где $W_r(t)$ — ордината разностной интегральной кривой стока и отдачи; Q и q — расходы притока и отдачи.

Выражение (4.91) можно представить и в другом виде:

$$W_r(t) = \int_0^t Q dt - \int_0^t q dt \simeq \sum_1^i Q_i \Delta t_i - \sum_1^i q \Delta t_i = W(t) - U(t), \quad (4.92)$$

из которого следует, что ординаты разностной интегральной кривой представляют разность ординат полной интегральной кривой стока $W(t)$ и полной интегральной кривой отдачи $U(t)$.

Разностную интегральную кривую строят в прямоугольных координатах (рис. 4.24), откладывая по оси абсцисс время t и по оси ординат $W_r(t)$.

Основные свойства разностной кривой следующие.

1. Ординаты разностной интегральной кривой равны разности суммарных объемов стока и отдачи за период от начала расчета до рассматриваемого момента.

2. Разность ординат двух точек кривой равна разности приращений стока и отдачи за период

$$\begin{aligned}\Delta W_r &= W_r(t_2) - W_r(t_1) = \\ &= \int_0^{t_2} Q dt - \int_0^{t_2} q dt - \left(\int_0^{t_1} Q dt - \int_0^{t_1} q dt \right) = \Delta W - \Delta U.\end{aligned}\quad (4.93)$$

3. Тангенс угла наклона к оси абсцисс секущей, проведенной через две точки разностной кривой, характеризует разность расходов притока и отдачи за рассматриваемый интервал времени

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\Delta W - \Delta U}{\Delta t} = Q_{\text{ср}} - q_{\text{ср}},\quad (4.94)$$

а тангенс угла наклона касательной соответствует разности расходов притока и отдачи для момента точки касания

$$\operatorname{tg} \varphi_A = \frac{dW}{dt} - \frac{dU}{dt} = Q_A - q_A.\quad (4.95)$$

Отсюда следует, что если тангенс угла наклона касательной или секущей положительный, то $Q > q$, и, наоборот, если тангенс отрицательный, $Q < q$. При $Q = q$ тангенс угла равен нулю — разностная кривая имеет максимум или минимум. Очевидно, что в тот период, когда разностная кривая имеет подъем (тангенсы угла наклона касательных положительны) наблюдаются избытки, а когда кривая имеет спад (тангенсы отрицательны) — дефициты. В верхней экстремальной точке (максимум) осуществляется переход от избыточного стока к дефициту, а в нижней (минимум) — от периода дефицитов к периоду избыточного стока (рис. 4.24). Полезный же объем водохранилища $V_{\text{плз}}$ определяется как наибольшая разность ординат предыдущей максимальной и последующей минимальной экстремальных точек разностной интегральной кривой. При этом на участке между указанными экстремальными точками касательная, проведенная к точке верхнего экстремума параллельно оси абсцисс, не должна пересекать разностную кривую.

Графики работы водохранилища с использованием разностной интегральной кривой строят так же, как по полной и сокращенной кривой. Однако вспомогательные линии, посредством которых устанавливают время наполнения водохранилища до $V_{\text{плз}}$ и начала сбросов, проводят параллельно оси абсцисс, то есть горизонтально (рис. 4.24).

4.6.3. Расчеты по календарным рядам сезонного и многолетнего регулирования стока

Рассмотрим некоторые особенности расчетов по календарным рядам при сезонном и многолетнем регулировании стока.

Сезонное (годовое) регулирование стока. Наиболее рас-

пространено сезонное регулирование стока. Оно обусловлено неравномерностью внутригодового распределения стока, ежегодно повторяющимися периодами чередования повышенных (в половодье, паводки) и пониженных (в межень) расходов, несовпадением режимов стока и водопотребления. При сезонном регулировании речной сток перераспределяется в течение года. Водохранилище ежегодно наполняется за счет стока многоводных сезонов и срабатывается во время межени, покрывая дефициты отдачи.

Основная задача сезонного регулирования стока заключается в обеспечении потребителей воды с определенной степенью надежности (гарантии). Критерий надежности — расчетная обеспеченность отдачи p_α , которую обычно назначают в нормативном порядке применительно к виду потребителя воды и степени допустимости перебоев в ее подаче (см. 4.5.3). Потребление за год при сезонном регулировании стока не должно превосходить объем стока маловодного года, точнее — объем стока расчетного водохозяйственного года. Поэтому, как правило, расчетная обеспеченность отдачи за год и обеспеченность стока расчетного года принимаются одинаковыми.

Необходимость сезонного регулирования стока устанавливают сопоставлением расчетного стока и плановой отдачи по расчетным интервалам времени Δt . Обычно в качестве расчетного интервала в период половодья берут декаду, в межень — месяц. В пределах расчетного интервала времени сток принимают постоянным. Если в течение расчетного водохозяйственного года выявляются периоды (сезоны, месяцы, декады), в течение которых плановая отдача с учетом потерь превышает расчетный сток, сезонное регулирование необходимо. Сезонное регулирование возможно, если годовой сток расчетного года превышает требуемую отдачу за год.

Распределение стока в течение расчетного водохозяйственного года устанавливают одним из известных в гидрологии методом (см. 3.4).

При наличии длительного календарного ряда наблюдений ($n > 20$ лет) применяют метод реального года. Все годы по стоку разделяются жесткими календарными датами на половодье и межень (с округлением до целого месяца). Вычисляют статистические параметры годового стока (W_0, C_v, C_s) и находят годовой сток расчетной обеспеченности W_p . Таким же образом, вычислив предварительно статистические параметры для межени в ограниченных датах ($\bar{W}_m, C_{vm}, C_{sm}$), определяют объем межени стока заданной обеспеченности W_{pm} . Затем из фактического ряда выбирают год с объемом стока за год примерно равным W_p , а за межень — W_{pm} . В выбранном году сток должен за межень совпадать или быть близким W_{pm} , а за весну быть равным разности между годовым и меженным стоком. Этот год (его называют изолированным) служит расчетным водохозяйственным. Необходимый полезный объем водохранилища сезон-

ного регулирования, а также наполнения и сбросы определяют путем последовательного сопоставления по интервалам времени стока расчетного водохозяйственного года и плановой отдачи. При этом применяют таблично-цифровой или графические способы (см. 4.6.1 и 4.6.2). Очевидно, что обеспеченность отдачи при расчете по изолированному реальному году определяется обеспеченностью стока межени. Поскольку расчетный годовой сток W_p больше годовой отдачи с учетом потерь $U_{бр}$, в весенний период будут иметь место сбросы излишков воды из водохранилища, то есть регулирование стока будет неполным. При сезонном регулировании стока должны быть также предусмотрены затраты воды на поддержание санитарных расходов воды в реке ниже плотины. Полное использование стока на местное водопотребление не допускается.

Расчеты сезонного регулирования стока выполняют также, непосредственно используя фактические годовые гидрографы стока из ряда гидрометрических наблюдений. Сопоставляя табличным или графическим способом годовой сток и плановую отдачу за каждый год, вычисляют необходимые объемы водохранилища. Затем проводят их статистическую обработку и строят кривую обеспеченности объема $V_{плз} = f(p)$. Принимают, что обеспеченность отдачи

$$p_{\alpha} = p = 100 - p_d = 100 - p_{\beta}, \quad (4.96)$$

где p , p_{α} , p_d , p_{β} — обеспеченности соответственно стока, отдачи, дефицита и объема.

Полезный объем водохранилища $V_{плз}$, соответствующий расчетной обеспеченности отдачи p_{α} , определяют, снимая с кривой $V_{плз} = f(p_{\beta})$ его значение для обеспеченности $p_{\beta} = 100 - p_{\alpha}$.

При большой длительности календарного ряда наблюдений для сокращения объема вычислений расчет ведут не по всем годам, а по характерному периоду ряда, в который входят маловодные, средние и многоводные по стоку годы. Выбор характерного периода проводят по сокращенной кривой с учетом цикличности изменения стока. Статистические параметры, вычисленные по характерному периоду ряда и по всему календарному ряду, одинаковы.

При непродолжительном ряде наблюдений ($n < 20$ лет, но не менее 10 лет) модель расчетного гидрографа строят по методу компоновки. При этом должно быть соблюдено условие равенства обеспеченностей расчетного годового стока лимитирующего периода и сезона, а исходный ряд гидрометрических наблюдений должен включать маловодные и средние по водности годы. При отсутствии и недостаточности (менее 10 лет) гидрометрических наблюдений внутригодовое распределение в расчетном водохозяйственном году устанавливают по методу гидрологической аналогии или по районным схемам и региональным зависимостям.

Предложены и другие способы расчета сезонно-годового регулирования стока (способы И. М. Панасенко, А. Д. Саваренского, П. А. Ляпичева и др.), однако они не получили широкого применения.

Многолетнее регулирование стока. Если регулирование стока в пределах года недостаточно для покрытия потребности в воде с заданной обеспеченностью ($W_p < U_{\text{ср}}$), то применяют многолетнее регулирование стока. Многолетнее регулирование — это перераспределение стока в течение многолетнего периода. При многолетнем регулировании потребность в воде в маловодные годы обеспечивается стоком этих лет и сработкой запасов воды в водохранилище, накопленных в многоводные годы. Водохранилище многолетнего регулирования используется также и для сезонного регулирования стока. Поэтому полезный объем водохранилища многолетнего регулирования стока

$$V_{\text{плз}} = V_{\text{мн}} + V_{\text{сез}}, \quad (4.97)$$

где $V_{\text{мн}}$ и $V_{\text{сез}}$ — многолетняя и сезонная составляющие объема, м³.

Период сработки многолетней составляющей может изменяться от одного года до нескольких лет. Сезонная составляющая срабатывается ежегодно.

При расчетах многолетнего регулирования стока за расчетный интервал времени Δt обычно принимают год; колебание стока и отдачи в течение расчетного интервала не учитывают.

Сток, отдачу, объем и другие параметры регулирования для удобства расчетов принято выражать в долях среднего многолетнего объема стока W_0 , то есть в относительных величинах: сток — модульным коэффициентом стока

$$K_i = W_i / W_0, \quad (4.98)$$

отдачу — коэффициентом зарегулирования стока

$$\alpha = U_{\text{ср}} / W_0, \quad (4.99)$$

объем водохранилища — коэффициентом объема

$$\beta_i = V_i / W_0. \quad (4.100)$$

При водохозяйственных расчетах многолетнего регулирования стока применяют как балансовые методы с использованием календарных рядов длительных гидрометрических наблюдений, так и обобщенные методы, в основу которых положено представление о речном стоке как вероятностном процессе. Очень часто один метод дополняет другой. В настоящем параграфе рассмотрим расчет водохранилища многолетнего регулирования стока по календарным рядам наблюдений. Обобщенные методы излагаются в следующей главе.

Расчеты многолетнего регулирования стока по календарным рядам применяют при наличии достаточно продолжительного

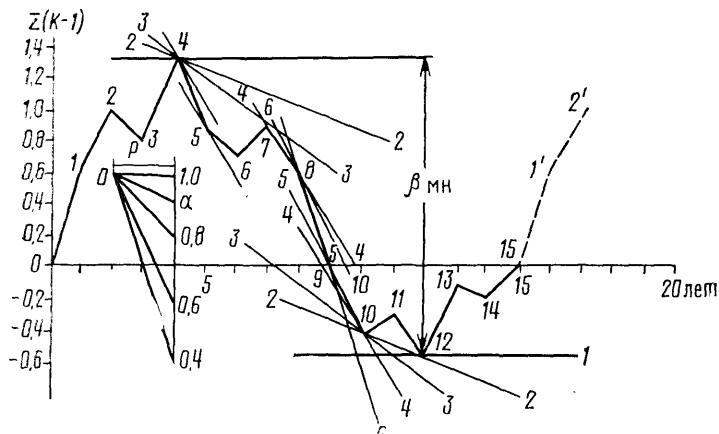


Рис. 4.25. Расчет β_{mn} по сокращенной суммарной кривой.

периода гидрометрических наблюдений ($n > 60$ лет), а также при использовании искусственных смоделированных гидрологических рядов большой длительности (порядка 1000 лет). Расчеты выполняют таблично-цифровым или графическим способом, отдельно вычисляя многолетнюю V_{mn} и сезонную $V_{сез}$ составляющие полезного объема

$$\beta_{плз} = \beta_{mn} + \beta_{сез}. \quad (4.101)$$

Особенностью расчета водохранилища многолетнего регулирования является то, что полезная отдача обычно заранее строго не задается. Задача ставится более широко — задаваясь различными величинами потребления, определить для каждой из них необходимый объем водохранилища, а затем на основе технико-экономических расчетов выбрать наивыгоднейший вариант и соответствующие ему объем водохранилища и годовой объем отдачи.

Расчет многолетней составляющей объема. Поскольку размер отдачи в процессе расчета приходится менять, многолетнюю составляющую полезного объема водохранилища удобнее определять с помощью сокращенной интегральной (суммарной) кривой. Расчеты выполняют в следующем порядке.

1. По имеющемуся календарному ряду годовых объемов стока вычисляют среднемноголетний объем годового стока W_0 (норму) и находят модульные коэффициенты $K_i = W_i / W_0$.

2. Для каждого года находят разности стока текущего года и нормы в виде $K_0 = 1$ и, последовательно суммируя их, получают ординаты сокращенной суммарной кривой стока $W_c = \sum_{i=1}^{i=n} (K_i - 1)$; конечная ордината сокращенной кривой, согласно ее свойствам, равна нулю.

3. Строят сокращенную суммарную кривую, а также лучевой масштаб отдачи (рис. 4.25).

4. Задаваясь различными значениями α , находят соответствующие им объемы $\beta_{\text{мн}}$ как наибольшее вертикальное расстояние между верхними и последующими нижними касательными, параллельными соответствующим лучам, характеризующим отдачу α . Строят график $\beta_{\text{мн}} = f(\alpha)$ (рис. 4.26). Во избежание погрешностей, связанных с переносом параллельных прямых от лучевого масштаба к вершине суммарной кривой, обычно графически определяют точки верхнего и нижнего касания, нумеруют их, а многолетнюю составляющую объема находят по схеме, приведенной на рисунке 4.27, а,

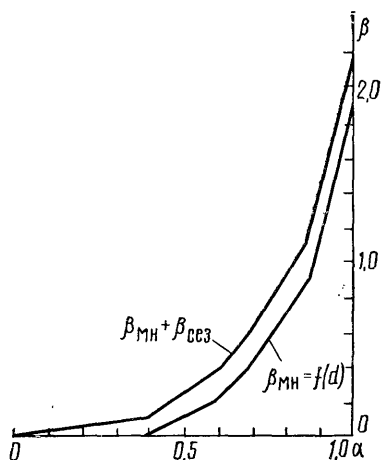


Рис. 4.26. Графики зависимости $\beta_{\text{мн}}$ и $\beta_{\text{мн}} + \beta_{\text{сез}}$ от α .

$$\beta_{\text{мн}} = W_{\text{с1}} - W_{\text{с2}} - n(1 - \alpha), \quad (4.102)$$

где $W_{\text{с1}}$ и $W_{\text{с2}}$ — ординаты сокращенной суммарной кривой в точках верхнего и нижнего касания; n — число лет между этими точками; α — принятый коэффициент зарегулирования стока.

Величину α можно также определять, используя схему, изображенную на рисунке 4.27, б:

$$W_{\text{с1}} - W_{\text{с2}} = n(1 - \alpha), \text{ откуда} \\ \alpha = 1 - \frac{W_{\text{с1}} - W_{\text{с2}}}{n}. \quad (4.103)$$

Расчет сезонной составляющей объема. Сезонную составляющую объема $\beta_{\text{сез}} = V_{\text{сез}}/W_0$ приближенно рассчитывают из условия необходимости покрытия сезонных дефицитов в воде в первый год после окончания маловодного периода, то есть тогда, когда многолетний запас исчерпан. При этом, поскольку трудно

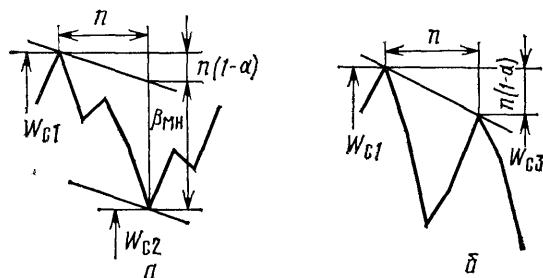


Рис. 4.27. Схема определения $\beta_{\text{мн}}$ и α по сокращенной суммарной кривой.

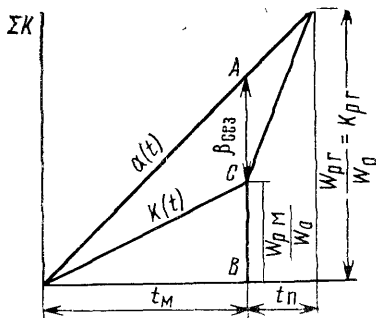


Рис. 4.28. Схема к расчету сезонной составляющей объема.

предположить, что за маловодным периодом непременно последует год с наиболее невыгодным распределением стока, исходя из среднееголетнего распределения стока по сезонам как наиболее характерного для данной реки. Считают, что в расчетном году сток равен отдаче: $K_{pg} = \alpha$. Год делят на два сезона — половодье и межень. Отдача принимается постоянной в течение всего расчетного года. При этих ус-

ловиях расчетная сумма может быть представлена в виде полных интегральных кривых стока и отдачи, построенных в безразмерных координатах: по оси ординат отложена сумма модульных коэффициентов стока $\sum_i K = \sum_i \frac{W_i}{W_0}$, а по оси ординат — время межени t_m и половодья t_n в долях года, причем $t_m + t_n = 1$ (рис. 4.28).

Из схемы следует, что при $K_{pg} = \alpha$

$$\beta_{сез} = K_{pg} t_m - \frac{W_{pm}}{W_0}. \quad (4.104)$$

Представляя

$$\frac{W_{pm}}{W_0} = \frac{K_{pm} \bar{W}_m}{W_0} = K_{pm} \bar{m}_m \quad (4.105)$$

и подставляя это выражение в формулу (4.104), получаем

$$\beta_{сез} = K_{pg} t_m - K_{pm} \bar{m}_m, \quad (4.106)$$

где K_{pg} и K_{pm} — годовой и меженный сток заданной обеспеченности; $\bar{m}_m = W_m/W_0$ — доля среднего меженного стока в среднегодовом стоке.

Как показывают исследования, влияние разницы в изменчивости годового и меженного стока при обычно применяемых параметрах регулирования невелико, поэтому можно принять $K_{pg} = K_{pm} = \alpha$. Тогда формула (4.106) примет более простой вид:

$$\beta_{сез} = \alpha (t_m - \bar{m}_m). \quad (4.107)$$

Для предельного случая — полного использования стока, то есть когда $\alpha = 1,0$,

$$\beta_{сез} = t_m - \bar{m}_m. \quad (4.108)$$

Уравнения (4.107) и (4.108) удовлетворяют двум крайним значениям сезонной составляющей, соответствующей полному регулированию при $\alpha = 1,0$ и сезонному при $\alpha \leq K_{pg}$. В интервале $K_p < \alpha < 1$ сезонная составляющая может быть установлена по стоку межени, определяемому интерполяцией между ука-

занными двумя пределами. Для этого случая С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем предложена следующая зависимость:

$$\beta_{\text{сез}} = \alpha t_m - \bar{m}_m + \bar{m}_m \times \frac{1 - K_{\text{рм}}}{1 - K_{\text{рг}}} (1 - \alpha). \quad (4.109)$$

Нетрудно увидеть, что при $\alpha = K_{\text{рг}}$ и $\alpha = 1,0$ эта зависимость приводится соответственно к виду формул (4.107) и (4.108).

Для определения величин m_m и t_m необходимо проанализировать типичное распределение стока по сезонам для многоводных, средних и маловодных лет. Часто для расчета принимают m_m осредненной по 3...4 маловодным годам или по году со стоком $K = \alpha$. Однако целесообразнее принимать $\bar{m}_m$ как среднее за многолетие.

На рисунке 4.29 приведен график, предложенный Я. Ф. Плешковым, который позволяет определить сезонную составляющую водохранилища многолетнего регулирования стока в случае равномерной в течение года отдачи α и продолжительности межени, равной 10 месяцам ($t_m = 0,833$), что свойственно большинству малых и средних рек средней полосы и юга СССР. График построен по уравнению (4.107).

При неравномерной отдаче, например сосредоточенной в период вегетации, расчет по приведенным выше формулам дает заниженные результаты. В этом случае сезонную составляющую объема можно приближенно определить по зависимости

$$\beta_{\text{сез}} = \alpha_m t_m - \alpha \bar{m}_m, \quad (4.110)$$

где α_m — коэффициент зарегулирования стока за межень, то есть $\alpha_m = U_m / W_0$; α — коэффициент зарегулирования стока за год.

Для временных водотоков, когда весь сток проходит в половодье, сезонную составляющую полезного объема определяют по формуле М. В. Потапова:

$$\beta_{\text{сез}} = \alpha \beta_0, \quad (4.111)$$

где β_0 — коэффициент объема, соответствующий полному использованию среднесуточного стока со средним распределением его по сезонам.

Суммируя найденные для различных значений α $\beta_{\text{мн}}$ и $\beta_{\text{сез}}$, строят график зависимости $\beta_{\text{мн}} + \beta_{\text{сез}} = f(p)$ (рис. 4.26). Далее

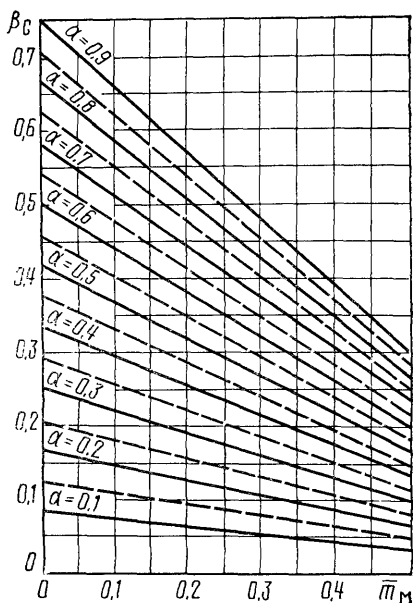


Рис. 4.29. Определение сезонного объема водохранилища при многолетнем регулировании стока.

для каждого значения α находят потери из водохранилища, а затем устанавливают полезную отдачу, то есть отдачу без учета потерь, в функции от α . Окончательно параметры водохранилища многолетнего регулирования стока выбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Расчеты по календарным рядам базируются на ограниченной выборке сочетаний различных режимов водотока, не отражающей всех сложных закономерностей изменения стока. Поэтому в современной проектной практике расчеты регулирования стока по календарным рядам обязательно дополняют и уточняют расчетами, основанными на использовании обобщенных статистических характеристик и теории вероятностей.

4.7. ОБОБЩЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА

4.7.1. Метод отбора характерных групп наполнений водохранилища

В 1930 г. С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель предложили свой первый метод расчета многолетнего регулирования стока (метод суммарных дефицитов отдачи), основанный на обобщениях и использовании теории вероятностей и математической статистики. Этот метод положил начало применению обобщенных методов в водохозяйственных расчетах в нашей стране и сыграл положительную роль в дальнейшем развитии и совершенствовании расчетов регулирования стока. Однако он не охватывал всех возможных комбинаций стока и не давал точного ответа на вопрос о том, насколько при заданных отдаче и объеме водохранилища вероятны случаи перебоев гарантированной отдачи за пределами расчетной обеспеченности. В связи с этим С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкелем в 1935 г. был разработан второй метод, исходящий прямо из анализа данного вопроса. В последующие годы метод совершенствовался и уточнялся, и в настоящее время он представляет наиболее строгое теоретическое решение задачи многолетнего регулирования стока.

Второй метод основан на сложении кривых обеспеченности стока. Поэтому прежде, чем излагать сам метод, рассмотрим способ построения кривых обеспеченности суммы двух независимых между собой величин, предложенный С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкелем.

Пусть требуется построить кривую обеспеченности суммы

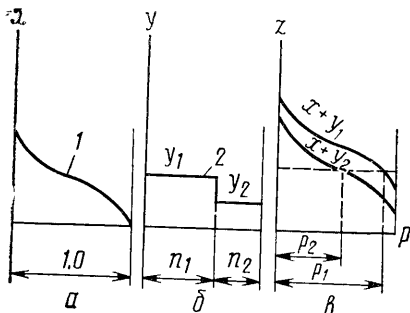


Рис. 4.30. Схема сложения кривых обеспеченности.

$z = x + y$, причем величина x задана в виде непрерывной кривой обеспеченности 1 (рис. 4.30, а), а y — ступенчатой кривой 2 (рис. 4.30, б). Суммы будут иметь величины $z_1 = x + y_1$ или $z_2 = x + y_2$; вероятность первых равна n_1 , вероятность вторых — n_2 (причем $n_1 + n_2 = 1,0$). Кривые обеспеченности этих сумм, называемые частными кривыми обеспеченности, получаются из непрерывной кривой x прибавлением ко всем ее ординатам в первом случае y_1 (рис. 4.30, в, кривая $z_1 = x + y_1$), во втором — y_2 (кривая $z_2 = x + y_2$).

Обеспеченность p произвольно выбранной суммы z_i определится через обеспеченности частных сумм, равных p_1 в ряду $x + y_1$ и p_2 в ряду $x + y_2$. Общая обеспеченность p суммы z_i в ряду тех и других сумм

$$p_z = p_1 n_1 + p_2 n_2. \quad (4.112)$$

Если кривая обеспеченности y задана в виде ступенчатой линии с величиной ступенек $\Delta n_1, \Delta n_2 \dots (\Sigma \Delta n = 1,0)$, то

$$p_z = \Sigma p_i \Delta n_i. \quad (4.113)$$

При равновеликих основаниях ступенек, то есть если $\Delta n = m^{-1}$, где m — число интервалов,

$$p_z = m^{-1} \Sigma p_i. \quad (4.114)$$

Если же кривая обеспеченности y задана непрерывной кривой, то

$$p_z = \int_{n=0}^{n=1} p(n) dn, \quad (4.115)$$

где $p(n)$ — функция от n для каждого z .

Практически нахождение p при y , заданной в виде непрерывной кривой, сводится к следующему.

Основание кривой y разбивают на m равных интервалов и для границ всех интервалов Δn_i определяют y_i , число которых $m+1$. Затем строят частные кривые сумм $x + y_i$ и по ним для нескольких значений сумм z_i во всем возможном их диапазоне находят p_i . Обеспеченность суммы z определяют, пользуясь формулой трапеции:

$$p_z = \frac{1}{m} \left(\frac{p_0}{2} + p_1 + p_2 + \dots + \frac{p_m}{2} \right). \quad (4.116)$$

Найдя обеспеченности различных значений z , строят искомую кривую обеспеченности.

Для сокращения и ускорения расчетов, повышения их точности частные кривые сумм можно не строить. Разделив ось абсцисс кривой y на m равных интервалов, снимают значения y_i для границ этих интервалов. Задаваясь некоторым значением z , находят разности $x_1 = z - y_0$, $x_2 = z - y_1$ и т. д. и по кривой x устанавливают обеспеченности этих разностей p_i . Очевидно, p_i будут

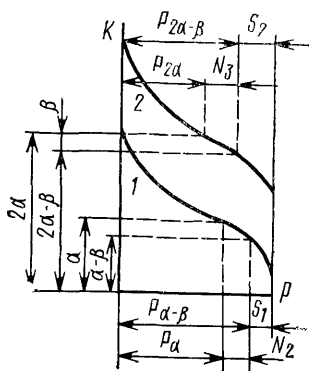


Рис. 4.31. Схема к расчету по второму методу С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля.

одинаковыми, возьмем ли их по кривой сумм $z = x + y$ при данном z , или по основной кривой x для разностей $x_i = z - y_i$. Обеспеченность p_z вычисляют по формуле (4.116), задаваясь значениями z во всем диапазоне ее изменения и определяя соответствующие этим значениям обеспеченности p_z . Затем строят кривую обеспеченности $z = f(p)$.

Возможны и другие способы сложения кривых обеспеченности (способ М. В. Потапова и др.).

Теперь перейдем к рассмотрению расчета многолетнего регулирования стока вторым методом С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля.

Пусть заданы кривая обеспеченности годового стока, характеризующаяся величинами C_v и C_s , многолетний объем водохранилища $\beta_{\text{мн}}$ и отдача a . Необходимо определить вероятность (относительное число) таких лет, в течение которых заданная отдача a , несмотря на наличие многолетнего объема, не будет полностью обеспечена, то есть будут перебои в подаче гарантированного количества воды.

Рассмотрим все возможные случаи, сопоставляя годовой сток, заданную отдачу a и учитывая многолетний объем водохранилища. Для этого, построив кривую обеспеченности годового стока $K = f(p)$, отложим ординаты, соответствующие значениям a и $a - \beta_{\text{мн}}$ (рис. 4.31).

Очевидно, что в те годы, когда $K_i \geq a$, то есть сток превышает отдачу, потребности в воде будут полностью удовлетворены даже в том случае, если водохранилище будет ненаполненным ($\beta_{\text{мн}} = 0$). Это бесперебойные годы, их число $A_1 = p_a$.

Годы, в которые годовой сток и многолетняя составляющая водохранилища недостаточны для покрытия a , то есть годы, для которых $K_i + \beta_{\text{мн}} < a$ или $K_i < a - \beta_{\text{мн}}$, будут безусловно перебояными. Вероятность (относительное число) таких лет $S_1 = 1 - p_{a - \beta_{\text{мн}}}$.

Группу лет, для которых

$$a > K_i > a - \beta_{\text{мн}},$$

называют условно перебояными, или сомнительными. В отдельности каждый год этой группы будет бесперебойным, но в сочетании с предшествующими маловодными годами он может быть перебояным. Если рассматриваемому году будет предшествовать маловодный год и водохранилище окажется сработанным настолько, что оставшимися запасами не покрывается дефицит $a - K$ данного года, такой год будет перебояным. Если

же в предшествующий год водохранилище сработано незначительно или совсем не сработано и запасы воды достаточны для покрытия дефицита данного года, такой год перебойным не будет. Следовательно, группа условно перебойных (сомнительных) лет состоит из обеспеченных и необеспеченных лет, их число $N_2 = p_{\alpha-\beta} - p_{\alpha}$.

Чтобы определить, какое число лет этой группы даст перебой совместно с одним предшествующим годом, строят кривую обеспеченности суммарных величин стока за двухлетия, состоящие из одного года группы N_2 и одного предшествующего года. Эту задачу решают путем сложения исходной кривой обеспеченности годовых величин стока (кривая 1 на рис. 4.31) с отрезком той же кривой в пределах ординат от $K = \alpha$ до $K = \alpha - \beta_{\text{мн}}$; при этом абсциссы этой последней кривой принимают равными нулю при $K = \alpha$ и единице при $K = \alpha - \beta_{\text{мн}}$.

Способ построения суммарной кривой описан выше. В данном случае основание кривой N_2 разбивают на m равных интервалов и определяют соответствующие границам интервалов значения K_i . Затем, задаваясь несколькими значениями сумм $K_i + K_{i-1}$ (где K_{i-1} — сток предшествующего года), находят одним из рассмотренных способов обеспеченности этой суммы p и в результате получают кривую обеспеченности двухлетних величин стока (кривая 2 на рис. 4.31).

Сопоставляя сток за двухлетие, в которое входит один год из группы условно перебойных лет и один — из основного ряда, с отдачей за два года, равной 2α , выявляют двухлетия:

бесперебойные, когда $K_i + K_{i-1} > 2\alpha$, а их число $A_2 = P_{2\alpha}$;

безусловно перебойные, когда $K_i + K_{i-1} < 2\alpha - \beta_{\text{мн}}$, вероятность которых (или число) $S_2 = (1 - p_{2\alpha-\beta}) N_2$;

условно перебойные $2\alpha > K_i + K_{i-1} > 2\alpha - \beta_{\text{мн}}$ с вероятностью $N_3 = (p_{2\alpha-\beta} - p_{2\alpha}) N_2$.

Найденное число безусловно перебойных лет S_2 присоединяют к перебойному периоду S_1 , а группу условно перебойных двухлетий N_3 снова исследуют, рассматривая ее совместно с одним предшествующим годом основного ряда. Для этого строят кривую обеспеченности трехлетних величин годового стока, в состав которых входят двухлетия $K_i + K_{i-1}$ из группы N_3 и один год основного ряда. В результате получают вероятность безусловно перебойных трехлетий. Далее таким же образом рассматривают четырехлетия, пятилетия и т. д. В общем виде соотношения между стоком и отдачей по группам лет записывают так:

бесперебойные годы $\sum_1^n K_i > n\alpha$;

безусловно перебойные годы $\sum_1^n K_i < n\alpha - \beta_{\text{мн}}$;

условно перебойные годы $n\alpha > \sum_1^n K_i > n\alpha - \beta_{\text{мн}}$.

Вероятность безусловно перебойных n -летий составит

$$S_n = (1 - p_{n\alpha - \beta}) N_n, \quad (4.117)$$

а вероятность условно перебойных лет

$$N_{n+1} = (p_{n\alpha - \beta} - p_{n\alpha}) N_n. \quad (4.118)$$

Полная вероятность наступления перебойного года определится как сумма

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + \dots, \quad (4.119)$$

а обеспеченность отдачи из водохранилища

$$p_\alpha = (1 - S) \cdot 100\%. \quad (4.120)$$

С увеличением числа лет величины S_i быстро убывают, поэтому обычно расчет ограничивается небольшим числом слагаемых.

При практическом использовании метода кривые обеспеченности суммарного стока за двух-, трехлетия и так далее строят не во всем диапазоне его колебания, а лишь в той части, которая представляет интерес для расчета. В частности, кривую $K_i + K_{i-1}$ строят в пределах от $z_0 = 2\alpha$ до $z_i = 2\alpha - \beta_{\text{мн}}$, кривую $K_i + K_{i-1} + K_{i-2}$ — в пределах от $z_0 = 3\alpha$ до $z_i = 3\alpha - \beta_{\text{мн}}$ и т. д. Абсциссы кривых обеспеченности условно перебойных лет делят на 4...5 интервалов, в пределах которых участки кривых принимают за отрезки прямых. Расчет выполняют в табличной форме (табл. 4.12) до получения стабильного значения обеспеченности отдачи.

4.12. Подсчет обеспеченности отдачи

n	$n\alpha - \beta_{\text{мн}}$	$p_{n\alpha} - \beta_{\text{мн}}$	$n\alpha$	$p_{n\alpha}$	S_n	N_{n+1}
-----	-------------------------------	-----------------------------------	-----------	---------------	-------	-----------

1

2

...

Если полученная обеспеченность отдачи p_α не отвечает заданной, то расчет необходимо продолжить при измененных α или $\beta_{\text{мн}}$ до полного сближения расчетной и заданной обеспеченностей.

Для отыскания объема, точно соответствующего заданной обеспеченности отдачи, приходится выполнить три-четыре вышеописанных расчета.

Непосредственные расчеты многолетнего регулирования стока вторым методом С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля очень трудоемки. Поэтому с целью облегчения расчетов авторы метода рекомендовали разработать расчетные графики (номограммы), которые позволят быстро решать задачи многолетнего регулирования стока. Впервые такие графики составлены в 1939 г.

Я. Ф. Плешковым. На графиках представлена зависимость многолетней составляющей от коэффициента зарегулирования стока α , коэффициента изменчивости годового стока C_v при значениях обеспеченности p , равных 75, 80, 85, 90, 95 и 97. При составлении указанных графиков принято наиболее распространенное соотношение $C_s = 2C_v$, а коэффициент корреляции между стоком смежных лет $r = 0$.

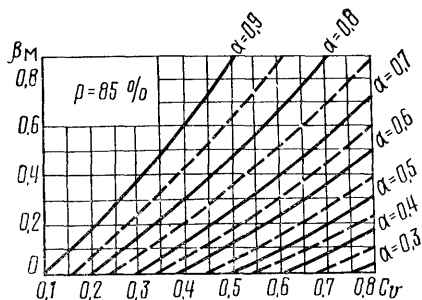


Рис. 4.32. Графики Я. Ф. Плешкова для определения многолетней составляющей объема водохранилища при $C_s = 2C_v$, $p = 85\%$, $r = 0$.

На рисунке 4.32 в качестве примера приведен один из графиков Я. Ф. Плешкова для обеспеченности $p = 85\%$. Пользование графиками весьма просто. Выбирается график, соответствующий заданной обеспеченности p , и по известным C_v и α находится необходимый объем многолетней составляющей водохранилища $\beta_{мн}$. Аналогично по заданному объему $\beta_{мн}$ можно определить отдачу α , соответствующую обеспеченности p . Если же при заданных C_v , α и $\beta_{мн}$ необходимо найти процент обеспеченности p , то для различных значений p с нескольких графиков находят $\beta_{мн}$, строят график зависимости $\beta_{мн} = f(p)$ и с его помощью определяют для заданного $\beta_{мн}$ соответствующее ему p .

Графики Я. Ф. Плешкова способствовали широкому распространению и применению второго метода С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля в практике водохозяйственных расчетов водохранилищ.

Как отмечено выше, графики Я. Ф. Плешкова составлены для соотношения $C_s = 2C_v$ и коэффициента корреляции между стоком смежных лет $r = 0$. Однако в практике водохозяйственных расчетов нередко случаи, когда $C_s \neq 2C_v$, а между стоком смежных лет существует коррелятивная связь, то есть $r > 0$. В связи с этим были предложены для других расчетных случаев графики Н. М. Милославского, Г. П. Иванова, А. Д. Саваренского, И. В. Гуглия, Ш. Ч. Чокина и др. В настоящее время наиболее широкое применение получили обобщенные графики Г. Г. Сванидзе, В. В. Зубарева, А. П. Шокина (прил. 4), учитывающие наибольшее число факторов и построенные на основе моделирования годовых значений стока методом статистических испытаний (Монте-Карло). Графики составлены для следующих значений обеспеченности: $p = 70, 75, 80, 85, 90, 95, 97$ и 99% при соотношении между коэффициентами асимметрии и вариации $C_s/C_v = 1, 2, 4$ и коэффициентах корреляции между стоком смежных лет $r = 0; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6$.

При $C_s = 2C_v$ и $r = 0$ эти графики совпадают с графиками Я. Ф. Плешкова.

4.7.2. Метод вероятных вариантов

Предложенный А. Д. Саваренским в 1940 г. метод вероятных вариантов (или, как его еще называют, — метод кривых обеспеченности наполнений водохранилища) занимает видное место среди современных обобщенных методов расчета регулирования стока. Метод позволяет определить не только обеспеченность гарантированной отдачи водохранилища, но и другие результаты регулирования стока — обеспеченности и объемы наполнений водохранилища, сбросов, перебоев и т. д. Этот метод дает возможность также выявить условия работы водохранилища и правильно наметить этапы его строительства и эксплуатации в период первоначального наполнения водохранилища, то есть в первый, второй и последующие годы работы.

Сущность метода заключается в следующем. Исходя из очевидного положения, что наполнение водохранилища в конце какого-то интервала времени равно сумме наполнения в начале этого интервала плюс приток и минус отдача за интервал, анализируют наполнения водохранилища в конце этих интервалов. Если приток задан в виде кривой обеспеченности, то и наполнения водохранилища задаются и получают также в виде соответствующих кривых обеспеченности.

Применяя известные способы сложения кривых обеспеченности и формулу полной вероятности, последовательными построениями от одного интервала (года или сезона) к другому получают безусловные кривые обеспеченности наполнений, отдачи и сбросов. Критерием законченности расчета служит стабилизация формы кривой обеспеченности наполнений водохранилища.

Рассмотрим решение задачи многолетнего регулирования стока методом вероятных вариантов, иллюстрируя ход расчета конкретным примером.

Рассмотрим решение задачи многолетнего регулирования стока методом вероятных вариантов, иллюстрируя ход расчета конкретным примером.

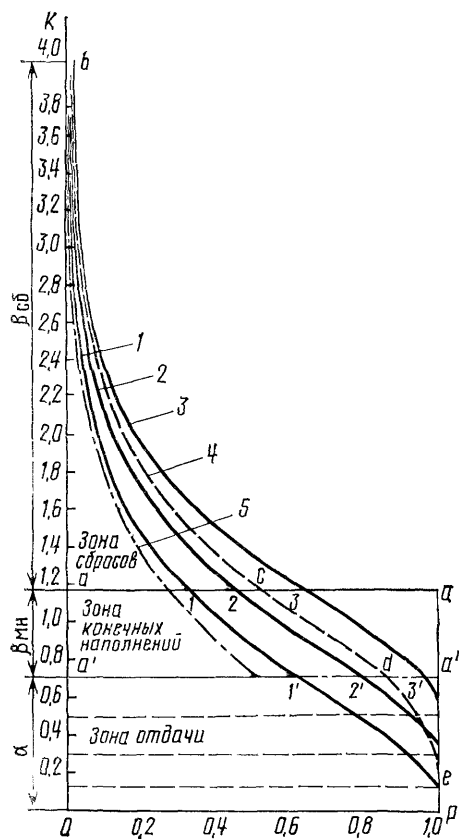


Рис. 4.33. Условные (1, 2, 3) и безусловная (4) кривые обеспеченности отдачи, конечных наполнений, сбросов и зарегулированного стока (5)

Пусть заданы: статистические параметры годового стока C_v , C_s , r и W_0 ; годовая отдача, характеризуемая коэффициентом зарегулирования стока α ; многолетняя составляющая объема водохранилища $\beta_{\text{мн}}$.

4.13. Ординаты теоретической и условных кривых обеспеченности годового стока

p	K_p	$K_p + \frac{\beta_{\text{мн}}}{2}$	$K_p + \beta_{\text{мн}}$	p	K_p	$K_p + \frac{\beta_{\text{мн}}}{2}$	$K_p + \beta_{\text{мн}}$
0,005	3,488	3,728	3,968	0,50	0,856	1,096	1,336
0,01	3 130	3,370	3,610	0,60	0,714	0,954	1,194
0,03	2,546	2,786	3,026	0,70	0,578	0,818	1,058
0,05	2,276	2,516	2,756	0,75	0,518	0,758	0,998
0,10	1,888	2,128	2,368	0,80	0,448	0,688	0,928
0,20	1,470	1,710	1,950	0,90	0,302	0,542	0,782
0,25	1,328	1,568	1,808	0,95	0,208	0,448	0,688
0,30	1,216	1,456	1,696	0,97	0,164	0,404	0,644
0,40	1,018	1,258	1,498	0,99	0,100	0,340	0,580

Примечание: $W_0=1128$ млн. м³, $\alpha=0,70$, $C_v=0,66$, $C_s=2C_v$, $p_\alpha=85\%$, $\beta_{\text{мн}}=0,48$.

Требуется найти обеспеченность бесперебойной работы водохранилища на гарантированную отдачу α , а также построить безусловные кривые обеспеченности наполнений, отдач и сбросов.

Расчет выполняют в несколько этапов в следующем порядке.

По заданным параметрам C_v и C_s строят кривую обеспеченности годового стока (рис. 4.33). Ординаты кривой обеспеченности $K_p=f(C_v, C_s, p)$ находят, пользуясь таблицами С. И. Рыбкина или С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля (табл. 4.13). На этом же графике проводят горизонтальные линии, соответствующие ординате α (линия $a'-a'$) и $\alpha+\beta_{\text{мн}}$ (линия $a-a$). Точка пересечения линии отдачи (линии $a'-a'$) с кривой обеспеченности годового стока $K_p=f(p)$ соответствует обеспеченности плановой отдачи без регулирования стока.

Отдача в маловодном году осуществляется не только за счет стока текущего года, но и наполнения водохранилища в начале года $\beta_{\text{ни}}$.

Начальное наполнение может изменяться от $\beta_{\text{н}}=0$ до $\beta_{\text{н}}=\beta_{\text{мн}}$ (мертвый объем и сезонную составляющую объема в данном примере не учитываем). Весь возможный диапазон начального наполнения делят на несколько расчетных групп (интервалов). Обычно принимают 5..8 групп начальных наполнений; увеличение числа групп повышает точность вычислений, но и усложняет расчеты. Прибавляя к ординатам кривой обеспеченности годового стока принятые начальные наполнения $\beta_{\text{н1}}$, $\beta_{\text{н2}} \dots \beta_{\text{ни}}$, получаем кривые обеспеченности располагаемых водных ресурсов по числу расчетных начальных наполнений: $K_p+\beta_{\text{н1}}=f(p)$, $K_p+\beta_{\text{н2}}=f(p)$, ..., $K_p+\beta_{\text{ни}}=f(p)$.

Эти кривые называют условными кривыми обеспеченности, так как они связаны с заданным начальным наполнением. В рассматриваемом примере приняты три ($i=3$) группы начальных наполнений: $\beta_{n1}=0$; $\beta_{n2}=\beta_{mn}/2$ и $\beta_{n3}=\beta_{mn}$ (см. табл. 4.13 и рис. 4.33).

Горизонтальными линиями, соответствующими ординатам α (линия $a'-a'$) и $\alpha+\beta_{mn}$ (линия $a-a$), условные кривые обеспеченности располагаемых водных ресурсов разбивают на три зоны (рис. 4.33): зона отдачи, ограниченная снизу осью абсцисс, а сверху линией отдачи $a'-a'$; зона конечных наполнений между линией отдачи и $\alpha+\beta_{mn}$; зона сбросов — выше линии $\alpha+\beta_{mn}$.

Из сопоставления условных кривых обеспеченности располагаемых водных ресурсов с плановой отдачей α следует, что обеспеченность отдачи зависит от начального наполнения водохранилища. С увеличением начального наполнения обеспеченность отдачи повышается. В условиях длительной эксплуатации обеспеченность отдачи при заданных параметрах стока, водохранилища и отдачи не зависит от принятого начального наполнения. Единственно возможную обеспеченность отдачи устанавливают на основе графика, состоящего из серии условных кривых конечных наполнений при заданных начальных (вторая зона), с использованием формулы полной вероятности.

Конечное наполнение, то есть запас воды в водохранилище в конце интервала времени (года) изменяется от $\beta_k=0$ до $\beta_k=\beta_{mn}$. Весь этот диапазон изменения β_k делят на несколько (j) интервалов, причем границы и число интервалов принимают такими же, как и для начальных наполнений, то есть $j=i$ (в примере $j=i=3$); первый интервал $0-0$, второй $0-\beta_{mn}$, третий $\beta_{mn}-\beta_{mn}$.

Безусловную кривую обеспеченности конечных наполнений строят, вычисляя ее ординаты путем последовательных приближений по формуле полной вероятности:

$$P(\beta_{kj})_n = \sum_{i=1}^n P(\beta_{ni})_n P(\beta_{kj})_y, \quad (4.121)$$

где $P(\beta_{kj})_n$ — полная вероятность j -го интервала конечных наполнений в конце n -го года; $P(\beta_{ni})_n$ — безусловная (полная) вероятность i -го начального наполнения в n -м году; $P(\beta_{kj})_y$ — условная вероятность j -го интервала конечных наполнений β_{ni} .

Расчет выполняют в табличной форме (табл. 4.14) начиная с первого года эксплуатации водохранилища. В графу 2 вписывают соответствующие значения начальных наполнений β_{ni} (в примере соответственно $\beta_{n1}=0$; $\beta_{n2}=0,24$; $\beta_{n3}=0,48$), а в графы 4, 5, 6 (над их нумерацией) — значения интервалов конечных наполнений β_{kj} (в примере: $0-0$; $0-0,48$; $0,48-0,48$).

Для 1-го года эксплуатации водохранилища безусловную вероятность $P(\beta_{ni})_1$ принимают равной 1,0. Значения $P(\beta_{ni})_n$ в принципе мож-

4.14. Расчет полных вероятностей конечных наполнений водохранилища многолетнего регулирования стока

Периоды	Начальное наполнение и его вероятность		Условные, частные и полные вероятности конечных наполнений по интервалам j			Полная вероятность начальных наполнений
	$\beta_{нi}$	$P(\beta_{нi})$	0—0	0—0,48	0,48—0,48	$P(\beta_{нi})$
1	2	3	4	5	6	7
1-й год	0	0,33	$\frac{1-0,62}{0,1254}$	$\frac{0,62-0,32}{0,099}$	$\frac{0,32-0}{0,1056}$	0,33
	0,24	0,33	$\frac{1-0,79}{0,0693}$	$\frac{0,79-0,44}{0,1155}$	$\frac{0,44-0}{0,1452}$	0,33
	0,48	0,34	$\frac{1-0,96}{0,0136}$	$\frac{0,96-0,62}{0,1156}$	$\frac{0,62-0}{0,2108}$	0,34
Принятая полная вероятность конечных наполнений $P(\beta_{кj})_1$			0,2083	0,3301	0,4616	1
2-й год	0	0,21	$\frac{0,38}{0,0798}$	$\frac{0,30}{0,063}$	$\frac{0,32}{0,0672}$	0,21
	0,24	0,33	$\frac{0,21}{0,0693}$	$\frac{0,35}{0,1155}$	$\frac{0,44}{0,1452}$	0,33
	0,48	0,46	$\frac{0,04}{0,0184}$	$\frac{0,34}{0,1564}$	$\frac{0,62}{0,2852}$	0,46
Полная вероятность конечных наполнений $P(\beta_{кj})_2$			0,1675	0,3349	0,4976	1
3-й год	0	0,17	$\frac{0,38}{0,0646}$	$\frac{0,30}{0,051}$	$\frac{0,32}{0,0544}$	0,17
	0,24	0,33	$\frac{0,21}{0,0693}$	$\frac{0,35}{0,1155}$	$\frac{0,44}{0,1452}$	0,33
	0,48	0,50	$\frac{0,04}{0,02}$	$\frac{0,34}{0,17}$	$\frac{0,62}{0,31}$	0,50
Полная вероятность конечных наполнений $P(\beta_{кj})_3$			0,1539	0,3365	0,5096	1

Периоды	Начальное наполнение и его веро- ятность		Условные, частные и полные ве- роятности конечных наполнений по интервалам j			Полная ве- роятность начальных наполнений
	β_{ni}	$P(\beta_{ni})$	0—0	0—0,48	0,48—0,48	$P(\beta_{ni})$
1	2	3	4	5	6	7
4-й год	0	0,15	0,38	0,30	0,32	0,15
			0,057	0,045	0,048	
	0,24	0,34	0,21	0,35	0,44	0,34
			0,0714	0,119	0,1496	
	0,48	0,51	0,04	0,34	0,62	0,51
			0,0204	0,1734	0,3162	
Полная вероят- ность конечных наполнений $P(\beta_{kj})_4$			0,1488	0,3374	0,5138	1

но принять любой, конечно, в пределах единицы. Обычно для всех групп эти вероятности принимают примерно одинаковыми, в сумме составляющими единицу, то есть $\sum_i P(\beta_{ni}) = 1$ (в при-
мере — графа 3, соответственно: $P(\beta_{ni}) = 0,33; 0,33$ и $0,34$).

Условные вероятности конечных наполнений определяют по условным кривым обеспеченности конечных наполнений для каждой группы начальных наполнений:

$$P(\beta_{kj})_y = p_j - p_{j-1}, \quad (4.122)$$

где p_j и p_{j-1} — обеспеченность нижней и верхней границы интервала конечных наполнений.

Полученные значения $P(\beta_{kj})_y$ заносят в верхние половины (над чертой) граф 4, 5, 6 (табл. 4.14) для соответствующих групп наполнений.

Рассмотрим это на примере (см. рис. 4.33, табл. 4.14).

Для первой группы начальных наполнений, то есть когда $\beta_{n1} = 0$ (кривая 1), условные вероятности конечных наполнений, соответствующие назна-
ченным интервалам, будут иметь следующие значения:

для интервала 0—0 $P(\beta_{k1})_y = p_j - p_{j-1} = 1 - 0,62$;

для интервала 0—0,48 $P(\beta_{k2})_y = 0,62 - 0,32$;

для интервала 0,48—0,48 $P(\beta_{k3})_y = 0,32 - 0$.

Для второй группы начальных наполнений ($\beta_{n2} = \beta_{mi}/2 = 0,24$, кривая 2):

для интервала 0—0 $P(\beta_{k1})_y = p_j - p_{j-1} = 1 - 0,79$;

для интервала 0—0,48 $P(\beta_{k2})_y = 0,79 - 0,44$;

для интервала 0,48—0,48 $P(\beta_{k3})_y = 0,44 - 0$.

Для третьей группы ($\beta_{n3} = \beta_{mi} = 0,48$, кривая 3):

для интервала 0—0 $P(\beta_{k1})_y = 1 - 0,96$;

для интервала 0—0,48 $P(\beta_{к2})_y = 0,96—0,62$;
 для интервала 0,48—0,48 $P(\beta_{к3})_y = 0,62—0$.

Умножая безусловную вероятность начального наполнения соответствующей группы $P(\beta_{ni})$ на условную вероятность конечного наполнения каждого интервала $P(\beta_{kj})_y$, находят вероятность конечных наполнений по интервалам β_k :

$$P(\beta_{k,i,j})_n = P(\beta_{kj})_y P(\beta_{ni})_n.$$

Полученные значения частных вероятностей для каждой группы начальных наполнений заносят в нижние половины (под чертой) граф 4, 5 и 6 (табл. 4.14). Сумма частных вероятностей всех интервалов конечных наполнений, полученная расчетом для любого значения начального наполнения, должна быть равна принятой безусловной вероятности начального наполнения $P(\beta_{ni})_n$ (см. графу 7 в табл. 4.14).

Полные вероятности конечных наполнений $P(\beta_{kj})$ по интервалам в конце первого года эксплуатации водохранилища будут равны, согласно формуле (4.121), сумме частных вероятностей соответствующих интервалов β_k . Их значения заносят в строку «Принятая полная вероятность $P(\beta_{kj})$ конечных наполнений»; в сумме для всех интервалов они должны составлять единицу (см. табл. 4.14).

Полные вероятности конечных наполнений водохранилища в конце первого года его эксплуатации принимают в качестве вероятностей начальных наполнений для второго года, то есть $P(\beta_{n1})_2 = P(\beta_{k1})_1$; $P(\beta_{n2})_2 = P(\beta_{k2})_1$; $P(\beta_{n3})_2 = P(\beta_{k3})_1$ и т. д.

Аналогично полные вероятности конечных наполнений в конце второго года эксплуатации водохранилища принимают как вероятности начальных наполнений для третьего года:

$$P(\beta_{n1})_3 = P(\beta_{k1})_2; \quad P(\beta_{n2})_3 = P(\beta_{k2})_2; \quad P(\beta_{n3})_3 = P(\beta_{k3})_2.$$

В общем виде:

$$P(\beta_{n1})_n = P(\beta_{k1})_{n-1}; \quad P(\beta_{n2})_n = P(\beta_{k2})_{n-1} \dots P(\beta_{ni})_n = P(\beta_{kj})_{n-1}.$$

Условные же вероятности конечных наполнений $P(\beta_{kj})_y$ для всех рассматриваемых лет сохраняются неизменными. Частные вероятности конечных наполнений по интервалам находят для каждого начального наполнения аналогично тому, как это описано для первого года эксплуатации, — путем перемножения вероятностей начальных наполнений на условную вероятность конечных наполнений; их сумма для соответствующей группы должна быть равна принятой вероятности начального наполнения данной группы.

Расчет продолжают до стабилизации полной вероятности конечных наполнений по всем их интервалам. Допустимое отклонение

$$P(\beta_{kj})_n - P(\beta_{kj})_{n-1} \leq 0,01.$$

По результатам последнего расчетного года (года стабилизации) строят безусловную кривую обеспеченности конечных наполнений $\beta_k = f(p)$ в пределах ординат от α до $\alpha + \beta_{\text{мн}}$. При этом для перехода от вероятностей к обеспеченности используют зависимость:

$$p_j = 1 - \sum_1^j P(\beta_{kj})_n, \quad (4.123)$$

где p_j — обеспеченность верхней границы j -го интервала β_k ; $P(\beta_{kj})_n$ — стабилизированная полная вероятность j -го интервала β_{ki} .

Рассмотрим пример (см. табл. 4.14 и рис. 4.33).

Для интервала $O-O$ $P_1 = 1 - P(\beta_{k1})_n = 1 - 0,1488 = 0,8512$.

Откладывая значение p_1 на линии $a'-a'$, получаем точку d , соответствующую верхней границе интервала $O-O$, то есть когда $\beta_k = 0$. Обеспеченность верхней границы интервала $O-\beta_{\text{мн}}$ (в примере $\beta_{\text{мн}} = 0,48$) $p_2 = 1 - (0,1488 + 0,3374) = 0,5138$.

Отложив это значение на линии $a-a$, получим точку c , соответствующую наполнению $\beta = 0,48$.

Безусловная кривая обеспеченности конечных наполнений $\beta_k(p)$ представляет линию $acda'$.

Следующий этап расчета методом вероятных вариантов — расчет и построение безусловной кривой обеспеченности отдачи.

Полную вероятность фактической отдачи вычисляют по формуле:

$$P(\alpha_{\Phi j}) = \sum_1^i P(\beta_{ni}) P(\alpha_{\Phi j})_y, \quad (4.124)$$

где $P(\alpha_{\Phi j})$ — полная вероятность j -го интервала относительной фактической отдачи, включая потери воды, в долях от среднегогодового стока; $P(\beta_{ni})$ — полная вероятность i -го начального наполнения водохранилища β_{ni} ; $P(\alpha_{\Phi j})_y$ — условная вероятность j -го интервала фактической отдачи при заданном начальном наполнении водохранилища β_{ni} .

Полные вероятности начальных наполнений $P(\beta_{ni})$ принимают равными значениям вероятностей конечных наполнений $P(\beta_{kj})$ для последнего расчетного года эксплуатации водохранилища (год стабилизации) при $i = j$:

$$P(\beta_{n1}) = P(\beta_{k2}); \quad P(\beta_{n2}) = P(\beta_{k2}); \quad P(\beta_{n3}) = P(\beta_{k3}) \text{ и т. д.}$$

Условные вероятности фактических отдач определяют с помощью условных кривых обеспеченности отдачи для каждой группы начальных наполнений по формуле:

$$P(\alpha_{\Phi j})_y = p_j - p_{j-1}, \quad (4.125)$$

где p_j и p_{j-1} — обеспеченности соответственно нижней и верхней границ j -го интервала отдачи.

Для нахождения условных вероятностей весь диапазон изменений отдач от 0 до α делят на несколько интервалов. Расчет выполняют в табличной форме (табл. 4.15) аналогично расчету конечных наполнений. В результате получают безусловную кривую обеспеченности фактических отдач.

4.15. Расчет полных вероятностей фактических отдач $\alpha_{\Phi} = f(p)$

Начальное наполнение и его вероятность		Условные, частные и полные вероятности фактических отдач по интервалам					Полная вероятность начальных наполнений
β_{ni}	$P(\beta_{ni})$	0—0,18	0,18—0,30	0,30—0,50	0,50—0,70	0,70—0,70	$P(\beta_{ni})$
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,15	$\frac{1-0,98}{0,003}$	$\frac{0,98-0,91}{0,0105}$	$\frac{0,91-0,76}{0,0225}$	$\frac{0,76-0,62}{0,221}$	$\frac{0,62-0}{0,093}$	0,15
0,24	0,34	$\frac{1-1}{0}$	$\frac{1-1}{0}$	$\frac{1-0,92}{0,0272}$	$\frac{0,92-0,79}{0,04442}$	$\frac{0,79-0}{0,2686}$	0,34
0,48	0,51	$\frac{1-1}{0}$	$\frac{1-1}{0}$	$\frac{1-1}{0}$	$\frac{1-0,96}{0,0204}$	$\frac{0,96-0}{0,4896}$	0,51

Полная вероятность фактической отдачи
 $P(\alpha_{\Phi j})$

0,003 0,0105 0,0497 0,0856 0,8512 1

Рассмотрим следующий пример (см. табл. 4.15, рис. 4.33).

Диапазон изменения отдач разбиваем на 5 интервалов ($j=5$): 0—0,18; 0,18—0,30; 0,30—0,50; 0,50—0,70; 0,70—0,70. Значения интервалов записываем в верхние половины граф 3, 4, 5, 6, 7 (табл. 4.15). В графу 1 этой таблицы вписываем начальные наполнения β_{ni} , соответствующие принятым ранее группам, а в графу 2 — вероятности начальных наполнений для каждой группы, принятые равными вероятностям конечных наполнений для последнего расчетного года, то есть стабильные значения $P(\beta_{ni})_n$ из таблицы 4.14. В рассматриваемом примере вероятности соответственно равны (с округлением) 0,15; 0,34; 0,51.

С помощью условных кривых обеспеченности отдач и формулы (4.125) определяем и заносим в графы 3, 4, 5, 6, 7 (над чертой) условные вероятности фактических отдач для каждой группы начального наполнения по интервалам изменения α .

Первая группа начального наполнения (кривая 1, рис. 4.33):

интервал 0—0,18; $P(\alpha_{\Phi 1})_y = p_j - p_{j-1} = 1 - 0,98$;

интервал 0,18—0,30; $P(\alpha_{\Phi 2})_y = 0,98 - 0,91$;

интервал 0,30—0,50; $P(\alpha_{\Phi 3})_y = 0,91 - 0,76$;

интервал 0,50—0,70; $P(\alpha_{\Phi 4})_y = 0,76 - 0,62$;

интервал 0,70—0,70 $P(\alpha_{\Phi 5})_y = 0,62 - 0$.

Аналогично находим условные вероятности отдач для второй (кривая 2) и третьей (кривая 3) групп начального наполнения.

Умножая условные вероятности фактической отдачи $P(\alpha_{\Phi j})_y$ для каждого интервала на безусловную вероятность начальных наполнений $P(\beta_{ni})$ соответствующей группы, находим частные вероятности фактических отдач каждой группы и выписываем их в нижние половины (под чертой) граф 3, 4, 5, 6, 7 (табл. 4.15). Сумма частных вероятностей для всех интервалов отдачи соответствующей группы начального наполнения равна вероятности начальных наполнений (см. графу 8).

Полные вероятности фактической отдачи $P(\alpha_{fi})$ по интервалам получим, суммируя частные вероятности (по вертикали). Их сумма для всех интервалов (по горизонтали) должна быть равна единице.

По значениям полных вероятностей строим безусловную кривую обеспеченности фактической отдачи $\alpha_f = f(p)$; при этом используем зависимость (4.123) между обеспеченностью и вероятностью.

В данном примере для интервала $0-0,18$: $p_1 = 1 - P(\alpha_{f1}) = 1 - 0,003 = 0,997$.

Откладывая это значение p на линии $\alpha_f = 0,18$, получим точку, соответствующую этому значению α . Обеспеченность верхней границы интервала $0,18-0,30$ $p_2 = 1 - (0,003 + 0,0105) = 0,9865$; интервала $0,30-0,50$ $p_3 = 1 - (0,003 + 0,015 + 0,0487) = 0,9378$; интервала $0,50-0,70$ $p_4 = 1 - (0,0632 + 0,0856) = 0,8512$. По полученным точкам строим безусловную кривую обеспеченности отдачи $\alpha_f = f(p)$, которая представляет линию $a'de$. Как и следовало ожидать, на границе перехода от зоны отдач к зоне конечных наполнений (линия $a'-a$)' обеспеченность плановой отдачи равна обеспеченности конечного наполнения $\beta_n = 0$.

Расчет безусловной кривой сбросов выполняют по формуле:

$$P((\beta_{сбj})_y) = \sum_i^i P(\beta_{ni}) P(\beta_{сбj})_y, \quad (4.126)$$

где $P(\beta_{сбj})$ — полная вероятность j -го интервала сбросов; $P(\beta_{ni})$ — полная вероятность i -го начального наполнения водохранилища β_{ni} ; $P(\beta_{сбj})_y$ — условная вероятность j -го интервала сбросов при заданном начальном наполнении водохранилища β_{ni} .

Полные вероятности начальных наполнений $P(\beta_{ni})$ так же, как и при расчете отдач, принимают равными установившимся (стабильным) вероятностям конечных наполнений $P(\beta_{kj})$ при $i=j$. Для нахождения условных вероятностей сбросов диапазон их возможных изменений делят на несколько интервалов. Сбросы $\beta_{сб}$ изменяются от нуля, что соответствует значению ординаты $K = \alpha + \beta_{mn}$, до $\beta_{max} = K_{max} - (\alpha + \beta_{mn})$.

Используя условные кривые обеспеченности сбросов, определяют условные вероятности сбросов для каждой группы начального наполнения по интервалам:

$$P(\beta_{сбj})_y = p_j - p_{j-1}.$$

Расчет выполняют в табличной форме (табл. 4.16) аналогично расчету фактических отдач. По результатам расчета строят безусловную кривую обеспеченности сбросов.

Рассмотрим пример (табл. 4.16, рис. 4.33).

Диапазон изменения сбросов разбиваем на 4 интервала ($j=4$): $0-0$ (что соответствует ординате $\alpha + \beta_{mn}$); $0-0,82$; $0,82-1,82$; $1,82-2,82$ [верхняя граница последнего интервала принята приближенно равной наибольшей ординате условной кривой обеспеченности для третьей группы начального наполнения (см. кривую 3)]. Для принятых интервалов с помощью условных кривых обеспеченности сбросов определяем условные вероятности сбросов. Для первой группы начального наполнения (кривая 1, рис. 4.33): при интервале $0-0$ $P(\beta_{сб1}) = 1 - 0,32$; при интервале $0-0,82$ $P(\beta_{сб2}) = 0,32 - 0,09$; при интер-

вале 0,82—1,82 $P(\beta_{сб3})=0,9-0,02$ и при интервале 1,82—2,82 $P(\beta_{сб4})=0,02-0$.

4.16. Расчет полных вероятностей фактических сбросов $\beta_{сб}=f(p)$

Начальное наполнение и его вероятность		Условные, частные и полные вероятности сбросов по интервалам				Полная вероятность начального наполнения
$\beta_{нi}$	$P(\beta_{нi})$	0—0	0—0,82	0,82—1,82	1,82—2,82	$P(\beta_{нi})$
1	2	3	4	5	6	7
0	0,15	$\frac{1-0,32}{0,102}$	$\frac{0,32-0,09}{0,0345}$	$\frac{0,09-0,02}{0,0105}$	$\frac{0,02-0}{0,0030}$	0,15
0,24	0,34	$\frac{1-0,44}{0,904}$	$\frac{0,44-0,14}{0,102}$	$\frac{0,14-0,03}{0,0374}$	$\frac{0,03-0}{0,0102}$	0,34
0,48	0,51	$\frac{1-0,62}{0,1938}$	$\frac{0,62-0,18}{0,2244}$	$\frac{0,18-0,04}{0,0714}$	$\frac{0,04-0}{0,0204}$	0,51
Полная вероятность сбросов $P(\beta_{сбi})$		0,4862	0,3609	0,1193	0,0336	1,0

Аналогично находят условные вероятности сбросов для второй и третьей групп начальных наполнений, используя соответственно условные кривые сбросов 2 и 3. Далее находят частные вероятности сбросов для каждой группы по интервалам, перемножая безусловные вероятности начальных наполнений на соответствующие условные вероятности сбросов (графы 3, 4, 5 и 6 под чертой). Суммируя по интервалам вероятности, получают полные вероятности сбросов; их сумма для всех интервалов (по горизонтали) должна быть равна единице. По полученным данным строят безусловную кривую сбросов $\beta_{сб}=f(p)$ в виде кривой *bca*. На границе перехода от зоны сбросов к зоне конечных наполнений (линия *a—a*) обеспеченность сбросов равна обеспеченности наполнения при $\beta_{к}=\beta_{мн}$.

Кривую, образованную криволинейными участками безусловных кривых обеспеченности сбросов (*bc*), конечных наполнений (*cd*) и фактических отдач (*de*), называют безусловной кривой обеспеченности результатов регулирования стока (кривая 4, рис. 4.33). Она позволяет определить все основные параметры регулирования стока (фактическую отдачу, наполнение водохранилища, сбросы) в зависимости от обеспеченности.

В частности, для рассматриваемого примера из этой кривой следует, что обеспеченность заданной плановой отдачи ($\alpha=0,70$) $P_{\alpha}=85\%$, то есть точно соответствует принятой в расчете $\beta_{мн}$ по методу С. Н. Кривцкого и М. Ф. Менкеля.

Если перестроить безусловную кривую обеспеченности результатов регулирования стока, опустив ее верхнюю часть (*bc*)

на величину объема водохранилища $\beta_{\text{мн}}$ до линии, соответствующей отдаче α (линия $a'—a'$), то получим обобщенную кривую обеспеченности зарегулированного стока (кривая 5, рис. 4.33), которая, отражая результаты регулирования, характеризует сток ниже створа плотины водохранилища.

4.7.3. Учет коррелятивной связи между стоком смежных лет

Исследованиями установлено, что многолетние ряды годовых величин речного стока нельзя рассматривать как последовательность независимых случайных величин. В колебаниях годового речного стока наблюдается тенденция к образованию группировок маловодных и многоводных лет, обнаруживается коррелятивная зависимость между стоком смежных и более отдаленных лет. Природа этой связи еще недостаточно изучена. По-видимому, она обусловлена переходящими запасами влаги в речном бассейне (в водоемах, русловой сети, подземных горизонтах), цикличностью климатических и метеорологических факторов.

Если коррелятивная связь между стоком смежных лет не учитывается, это может привести к существенным ошибкам при расчете полезного объема водохранилища. Впервые на это обратил внимание П. А. Ефимович (1936 г.), предложивший в порядке уточнения расчетов по первому методу С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля формулу для определения коэффициента вариации стока за n -летия, в которой учтена коррелятивная связь между стоком смежных лет:

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{2}{n} [r_1(n-1) + r_2(n-2) + r_3(n-3)]}, \quad (4.127)$$

где C_v — коэффициент вариации ряда годовых величин стока; r_1 — коэффициент корреляции между смежными членами ряда; r_2 , r_3 и т. д. — то же, соответственно через один, два года и т. д.

Ввиду малости величин r_2 и r_3 при практических расчетах ими можно пренебречь. Тогда зависимость (4.127) получит более простой вид:

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{2}{n} r_1(n-1)}. \quad (4.128)$$

Впоследствии привлечение более обширных материалов, а также применение метода Монте-Карло для моделирования искусственных гидрологических рядов большой длительности (1000 лет и более) позволили Г.Г. Сванидзе, В. В. Зубареву и А. П. Шокину построить обобщенные графики типа $F(C_v, r, \alpha, \beta, p) = 0$ (прил. 4), учитывающие наряду с другими факторами влияние на полезный объем водохранилища корреляционной зависимости между стоком смежных лет. Как показывает анализ графиков, с возрастанием коэффициента корреляции между

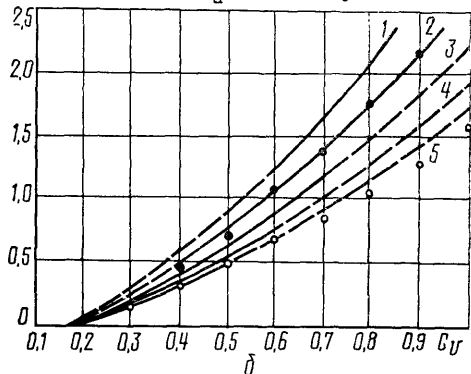
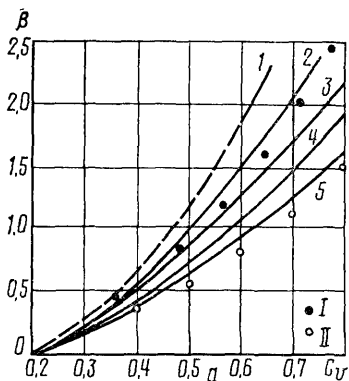
Рис. 4.34. Номограммы Д. Я. Ратковича для определения $\beta_{\text{мн}}$:

$a = p = 95\%$, $\alpha = 0,7$; б — $p = 75\%$, $\alpha = 0,9$; 1 — для рек с модулями стока $[л/(с \cdot км^2)]$ $M < 1$; 2 — то же, $M = 4 \dots 1$; 3 — то же, $M = 10 \dots 4$; 4 — то же, $M = 20 \dots 10$; 5 — то же, $M > 20$; I и II — данные, полученные по номограммам соответственно И. В. Гуглия и Я. Ф. Плешкова.

стоком смежных лет увеличивается потребный объем многолетней составляющей $\beta_{\text{мн}}$, причем это увеличение тем больше, чем больше коэффициент корреляции r и обеспеченность p . Так, при $C_v = 0,3$, $C_s = 2C_v$, $\alpha = 0,8$ и $p = 95\%$ в случае $r = 0,3$ требуется на 40%, а в случае $r = 0,5$ — на 112% больше объем водохранилища, чем при $r = 0$.

Однако вычисление коэффициента корреляции непосредственно по стоковому ряду ограниченный длительности приводит к большим ошибкам из-за случайного рассеяния. В связи с этим Д. Я. Раткович рекомендует назначать коэффициент корреляции r между смежными годами в зависимости от модуля годового стока M (см. табл. 3.2), который рассматривается как обобщенная характеристика факторов, определяющих внутрирядные связи годового стока. Основываясь на стохастической модели стока, отражающей основные закономерности чередования лет различной водности на неозерных реках, Д. Я. Раткович составил расчетные номограммы, которые позволяют определять многолетнюю составляющую объема водохранилища с учетом коррелятивной связи между смежными годами в зависимости от модуля годового стока.

На рисунке 4.34 приведены в качестве примера номограммы Д. Я. Ратковича при $\alpha = 0,7$ и $p = 95\%$, а также при $\alpha = 0,9$ и $p = 75\%$ в сопоставлении с данными Я. Ф. Плешкова и И. В. Гуглия. Из рисунка видно, что учет корреляции между стоком смежных лет при сочетаниях глубокого регулирования и высокой обеспеченности отдачи приводит к увеличению объема водохранилища (по сравнению с $r = 0$) до 1,5 раза для рек с $M = 10 \dots 4 л/(с \cdot км^2)$ и до 2 раз для рек с $M < 1 л/(с \cdot км^2)$. Графики И. В. Гуглия дают хорошие результаты для рек с $M = 4 \dots 1 л/(с \cdot км^2)$.



Наряду с рассмотренными обобщенными методами расчета полезного объема водохранилища как суммы отдельного определения многолетней $\beta_{\text{мн}}$ и сезонной $\beta_{\text{сез}}$ составляющих, существуют методы, позволяющие устанавливать полезный объем водохранилища непосредственно без деления его на сезонную и многолетнюю составляющие (методы А. Д. Саваренского, С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля, Ш. Ч. Чокина и др.). Год при этом обычно разделяется на короткие интервалы (декада, месяц) и изучается распределение вероятностей стока отдельных интервалов, а также коррелятивные зависимости между стоком смежных интервалов. Однако сток за короткие интервалы сильно изменчив, а границы фаз его годового цикла (половодье и межень) варьируют от года к году довольно значительно. Вследствие этого точность оценки вероятностных параметров декадных и месячных стоков оказывается невысокой. В связи с этим, а также ввиду большой трудоемкости методы непосредственного определения полезного объема водохранилища (без деления на многолетнюю и сезонную составляющие) не получили на практике широкого применения.

4.8. РЕГУЛИРОВАНИЕ СТОКА НА ПЕРЕМЕННУЮ ВОДООТДАЧУ

4.8.1. Регулирование стока на переменные нормы водопотребления

До сих пор были рассмотрены методы расчета водохранилищ на постоянную неизменную в течение расчетного периода отдачу. Однако нередки случаи, когда отдачу из водохранилища необходимо менять в зависимости от требований той или иной отрасли, для удовлетворения потребностей которой сооружено водохранилище. Например, потребность в воде для орошения сельскохозяйственных культур неодинакова в различные годы. В засушливые годы из водохранилища забирают большие объемы воды, в то время как в годы повышенной водности потребность в воде значительно меньше, и, естественно, снижается отдача из водохранилища. Точно так же потребление воды из водохранилища для поддержания судоходных глубин в реке зависит от бытового стока и состояния русла на перекатах. Неодинаковы потребности в воде в разные годы рыбного хозяйства, лесосплава и других отраслей народного хозяйства. В связи с этим возникает вопрос о расчете водохранилища на переменные нормы потребления.

При наличии данных многолетних наблюдений о стоке техника расчета на переменные нормы практически ничем не отличается от расчета по календарным рядам на постоянное потребление. При табличном балансовом расчете вместо постоянного потребления выписывается переменное по годам; в остальном порядок расчета остается прежним. Расчеты графическими

способами (с помощью интегральных кривых) несколько усложняются, поскольку при переменном потреблении кривые отдачи имеют вид ломаных линий, что затрудняет графические построения и снижает точность расчета.

При недостаточности и отсутствии данных наблюдений о стоке применяют обобщенные методы расчета. В частности, при расчете многолетнего регулирования стока на переменные оросительные нормы используют метод С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля. Известными в гидрологии способами определяют осредненные статистические характеристики (норму стока C_v , C_s и r) и строят кривую обеспеченности годового стока. Аналогично обрабатывают и имеющийся ряд оросительных норм, для которого вычисляют коэффициент изменчивости $C_{v\alpha}$, коэффициент асимметрии $C_{s\alpha}$, а также среднеарифметическую оросительную норму α_0 (в долях от среднего стока), и строят кривую обеспеченности отдачи $K_{p\alpha} = \varphi(C_{v\alpha}, C_{s\alpha}, p)$.

Многолетнюю составляющую полезного объема водохранилища принимают равной максимальному дефициту за n лет по зависимости:

$$\beta_{\text{мн}} = \max D[\alpha_0 K_{p\alpha}^{(n)} - K_p^{(n)}] n, \quad (4.129)$$

где $K_p^{(n)\alpha}$ и $K_p^{(n)}$ — модульные коэффициенты соответственно стока и отдачи за n лет обеспеченности p .

Для определения $K_p^{(n)}$ и $K_{p\alpha}^{(n)}$ используют зависимости

$$C_v^{(n)} = C_v / \sqrt{n} \quad \text{и} \quad C_{v\alpha}^{(n)} = C_{v\alpha} / \sqrt{n},$$

при этом допускают (предложение В. В. Трофимова), что обеспеченность отдачи $p_\alpha = 100 - p$, где p — обеспеченность годового стока.

Объем водохранилища, установленный рассмотренным методом, будет несколько преувеличен, поскольку в его основу положено предположение, что наибольшее (в пределах заданной обеспеченности) потребление совпадает с минимальным стоком.

М. В. Потапов предложил графоаналитический метод расчета регулирования стока на переменные оросительные нормы. Расчет по этому методу выполняется в следующем порядке.

Статистической обработкой находят параметры, характеризующие годовой сток (норму стока, C_v и C_s), а также отдачу (α_0 , $C_{v\alpha}$ и $C_{s\alpha}$).

На одной стороне координатного квадрата (со сторонами 5×5 см или 10×10 см) строят кривую обеспеченности годового стока $K = f(p)$, а на другой (непараллельной) стороне — кривую обеспеченности отдачи $\alpha_0 K = \varphi(p)$ (рис. 4.35).

Одногодичный дефицит стока обеспеченности p выражается разностью

$$D_p = (\alpha_0 K_\alpha - K)_p.$$

Задаваясь дефицитом $D_p = D_1$, находят величины $K = \alpha_0 K_\alpha - D_1$, соответствующие различным произвольным значениям

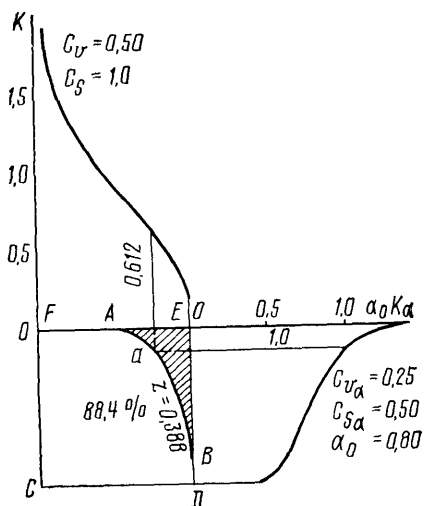


Рис. 4.35. Графоаналитический расчет обеспеченности дефицита $D = (\alpha_0 K - K)_p$.

дачей. Очевидно, что в этом случае трудоемкость расчетов возрастает.

При расчете водохранилища на переменные нормы обеспечения более рациональное использование речного стока, снижаются размеры водохранилища, повышается общая эффективность регулирования стока.

4.8.2. Регулирование стока на переменную водоотдачу в зависимости от наполнения водохранилища

В процессе эксплуатации всегда приходится иметь дело с режимами, более или менее отличающимися от расчетных. В многоводные годы и периоды образуются излишки воды, которые при регулировании стока за постоянную расчетную отдачу не могут быть использованы и сбрасываются из водохранилища. Поэтому в целях более рационального использования водных ресурсов в эксплуатационных условиях обычно переходят на переменную отдачу, как правило, повышая ее, когда это возможно. Потребителями повышенной отдачи могут быть такие водопользователи, как гидроэлектростанции, водный транспорт, водоснабжение населенных пунктов, орошение и обводнение земель. Переход на переменную отдачу позволяет более полно использовать сток, повышать экономические показатели регулирования стока.

Как уже подчеркивалось, закономерности речного стока по современным представлениям носят случайный (вероятност-

$(\alpha_0 K \alpha)$. По полученным точкам проводится плавная кривая AB (рис. 4.35). Соотношение площади, ограниченной кривой и сторонами квадрата, выразит обеспеченность p_1 (в долях единицы) значения D_1 среди всех возможных значений D_p . Аналогично, задаваясь различными значениями D_{p_i} и строя соответствующие им кривые, находят обеспеченности p_i для каждого D_{p_i} . Затем строят кривую $D_p = f(p)$, по которой можно определить дефицит, обеспеченный на заданные p %, или, наоборот, расчетную обеспеченность дефицита (отдачи).

Метод М. В. Потапова применим и при учете коррелятивной связи между стоком и отдачей.

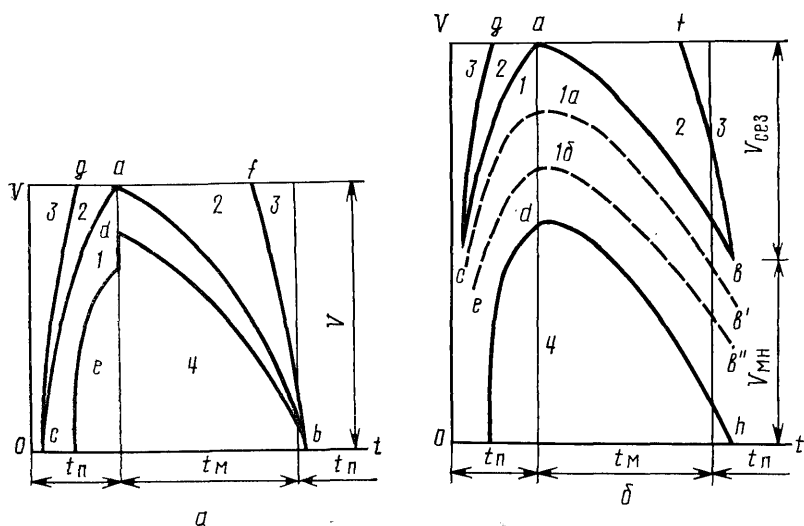


Рис. 4.36. Схемы диспетчерских графиков:
а и б — сезонного и многолетнего регулирования.

ный) характер. Достаточно надежная методика долговременных прогнозов стока пока еще не разработана, поэтому расчетный (теоретический) режим работы водохранилища не поддается точной реализации. В этих условиях для управления работой водохранилища разрабатывают специальные правила, на основе которых эксплуатационная служба обеспечивает в любое время года гарантированную водоотдачу, выявляет избытки воды для возможного использования их на повышение отдачи, уменьшает перебои отдачи за пределами расчетной обеспеченности, исключает холостые сбросы, не допускает переполнения водохранилища выше НПУ и ФПУ. Основной документ этих правил — диспетчерский график водохранилища. Его разрабатывают для каждого водохранилища на основе анализа гидрологических особенностей водотока, на котором оно сооружается, за предшествующий период, охваченный наблюдениями, а также с учетом ожидаемого (с той или иной степенью вероятности) изменения режима стока.

Диспетчерский график обычно строят в координатах: время (ось абсцисс) — наполнение водохранилища V или уровень воды в нем H (ось ординат). Серией кривых поле графика разделено на несколько зон, каждая из которых соответствует режиму работы водохранилища с определенной отдачей (рис. 4.36).

Выделяются следующие зоны работы: 1) гарантированной отдачи $q = q_p$; 2) повышенной отдачи $q_b > q > q_p$; 3) полной повышенной отдачи $q = q_b$; 4) урезанной (перебойной) отдачи $q < q_p$.

Зоны ограничены соответствующими линиями. Верхняя прогнвоперебойная линия отделяет зону гарантированной отдачи

(зона 1) от зоны повышенной отдачи (зона 2). Она состоит из двух ветвей: ветви наполнения (рис. 4.36, *a*, линия *ca*) и ветви опорожнения (линия *ab*). Ветвь наполнения верхней противоперебойной линии строится с целью обеспечения заполнения к концу половодья всего полезного объема водохранилища. Назначение ветви опорожнения — ограничить зону гарантированной отдачи, не допустить чрезмерную сработку водохранилища и предупредить необоснованный переход в зону повышенной отдачи.

Нижняя противоперебойная линия служит границей между зонами гарантированной отдачи (зона 1) и урезанной (перебойной) отдачи (зона 4). Она также состоит из двух ветвей. Ветвь наполнения этой линии (линия *ed*) строится для обеспечения заполнения водохранилища и поддержания гарантированной отдачи в период (год), следующий за окончанием критического маловодья. Ветвь опорожнения (линия *db*) ограничивает допустимую сработку водохранилища в маловодный период и предотвращает необоснованный переход в зону урезанной отдачи.

Противосбросовая линия диспетчерского графика отделяет зону повышенной отдачи (зона 2) от зоны полной повышенной отдачи (зона 3). Ветвь наполнения противосбросовой линии (линия *cg*) имеет назначение предотвратить чрезмерно быстрое наполнение водохранилища с целью свести к минимуму холостые сбросы. Ветвь опорожнения (линия *fb*) позволяет обеспечить предполоводную сработку полезного объема водохранилища для аккумуляции высоких вод предстоящего половодья. Кроме того, на диспетчерский график нередко наносят противаварийную линию, назначение которой — не допустить превышение форсированного подпорного уровня ФПУ.

Формы диспетчерских графиков зависят от вида регулирования стока, характера внутригодового распределения стока, соотношения между гарантированной и избыточной отдачами. При построении графиков учитывают сроки наступления раннего и позднего половодья, его дружность или растянутость.

При регулировании стока на удовлетворение нескольких потребителей с различной обеспеченностью отдачи зона гарантированной отдачи делится на подзоны 1а, 1б и т. д. (рис. 4.36, *б*) по числу ступеней гарантированной отдачи.

Методика составления графиков для управления работой водохранилищ разработана С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем, В. А. Бахтияровым, Я. Ф. Плешковым, П. А. Ляпичевым.

Не вдаваясь в детали, рассмотрим основные положения методики построения диспетчерских графиков.

При разработке диспетчерских графиков год делят на фазы, в пределах которых происходит сработка и наводнение сезонного объема водохранилища. Длительность фаз зависит от вида регулирования стока. При многолетнем и глубоком сезонном (годовом) регулировании сработкой сезонного объема охваты-

вается вся межень, а в остальную часть года происходит заполнение водохранилища. Таким образом, в этих случаях общая длительность фаз равна году: $t_m + t_n = t_r$. Выделение фаз осуществляется в календарных границах, ориентируясь на средние даты. Чаще всего границы фаз совмещают с началом месяца, при этом стремятся к тому, чтобы волны половодий (или паводков) всех лет были включены в фазу наполнения водохранилища.

Далее выполняют статистическую обработку данных наблюдений по фазам, определяя соответствующие параметры: средний сток половодья $\bar{W}_n$ и межени $\bar{W}_m$, коэффициенты изменчивости C_v и асимметрии C_s .

Расчет и построение диспетчерского графика начинают с ветвей сработки верхней и нижней противоперебойных линий. Из календарного ряда выбирают 5...8 лет, сток которых за межень близок к расчетной величине W_{mp} . Расходы межени этих лет Q_{mi} приводят к заданной расчетной обеспеченности путем умножения их на отношение W_{mp}/W_{mi} и сравнивают с расходом гарантированной отдачи q_p . Для каждого выбранного года ходом назад, то есть против течения времени, начиная с момента опорожнения водохранилища, определяют ординаты ветви сработки противоперебойной линии. Получают серию (пять — восемь) линий. Верхнюю огибающую всех построенных линий принимают за ветвь сработки верхней противоперебойной линии, а нижнюю огибающую — за ветвь сработки нижней противоперебойной линии.

Для построения ветви наполнения верхней противоперебойной линии из числа лет гидрологического ряда отбирают годы, в которые сток за фазу половодья близок к расчетной величине $W_{pr} = W_p - W_{mp}$, и половодье наступает либо в ранние, либо в поздние сроки. Расходы этих лет путем умножения на соотношение W_{pr}/W_{pi} приводят к расчетной обеспеченности и сопоставляют с расходом гарантированной отдачи q_p . Затем годы распределяют на две группы по признаку времени наступления половодья (раннее и позднее) и для каждой группы ходом назад рассчитывают и строят линии возможного накопления стока в водохранилище при заданной отдаче q_p . Линии проводят в пределах от НПУ до наинизшей точки допустимой сработки водохранилища. По нескольким построенным линиям накопления стока, относящимся к ранним и поздним паводкам, проводят верхнюю и нижнюю огибающие, которые и принимают за ветви наполнения верхней противоперебойной линии соответственно при раннем и позднем половодье. Нижняя граница зоны урезанной (перебойной) отдачи — уровень мертвого объема. В пределах этой зоны назначают две (или более) ступени урезанной отдачи, ограниченные соответствующими линиями, располагающимися на диспетчерском графике сверху вниз. Верхняя линия, совпадающая с нижней противоперебойной, определяет необходимость перехода к расходу воды, равному,

например, 80% гарантированной отдачи. Ниже строят линию, ограничивающую отдачу, равную 60% гарантированной, и т. д. Переход к первой пониженной отдаче, а затем при необходимости и ко второй, более пониженной отдаче назначается в случаях, когда при стоке расчетной обеспеченности запас воды в водохранилище оказывается недостаточным для устранения полного его опорожнения до начала ближайшего половодья. Линии ограниченной отдачи рассчитывают по нескольким годам с низким меженным стоком, близким по объему к стоку расчетной обеспеченности гарантированной отдачи. После приведения стока реальных лет к расчетному ходом назад рассчитывают ветви сработки для вариантов отдачи $0,8q_p$, $0,6q_p$ и т. д., начиная от опорожненного в конце межи водохранилища. Верхние огибающие наполнений, соответствующие различным понижениям отдачи, принимаются за верхние границы зон урезанной отдачи.

Противосбросовую линию строят аналогично противоперебойной. Однако в этом случае из статического ряда наблюдений отбирают годы с многоводной меженью и многоводным половодьем, обеспеченность которых близка $100 - p_\alpha$, где p_α — обеспеченность гарантированной отдачи. После приведения стока к расчетным величинам ходом назад строят серии линий сработки водохранилища и накопления стока. Нижние огибающие этих линий и принимают в качестве ветвей сработки (для половодья) противоперебойной линии.

При многолетнем регулировании стока ежегодная диспетчерская сработка составляет только часть полезного объема. Многолетняя составляющая не срабатывается и сохраняется как переходящий запас воды на случай наступления маловодных лет.

В практике управления водохранилищами диспетчерские графики применяют совместно с батиграфическими характеристиками. Установив по уровню воды с помощью кривой $V(H)$ запас воды в водохранилище, диспетчер наносит точку, соответствующую моменту наблюдения, на диспетчерский график и в зависимости от того, в какую зону графика попала точка, принимает решение о расходах подачи воды потребителям.

Расчет и построение диспетчерских графиков весьма трудоемкое дело, требующее, кроме того, большого опыта и навыков. Этот процесс существенно облегчается, а эффективность использования диспетчерских графиков повышается, если используют математические модели и комплекс стандартных программ, которые в совокупности с ЭВМ образуют автоматизированную систему управления (АСУ) водными ресурсами водохранилища или сложной водохозяйственной системы (ВХС), включающей несколько водохранилищ. Получая и обрабатывая информацию о водных ресурсах, требованиях и ограничениях, накладываемых водопользователями и водопотребителями, АСУ позволяет

повысить оперативность и надежность управления водохозяйственной системой, обеспечить оптимальное использование речного стока в реальных условиях.

4.9. КОМПЕНСИРУЮЩЕЕ И КАСКАДНОЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ СТОКА

4.9.1. Компенсирующее регулирование стока

Компенсирующее регулирование — это покрытие дефицита в воде путем пусков из водохранилищ, расположенных выше водозабора. Этот вид регулирования стока используют, когда по каким-то условиям (топографическим, гидрогеологическим, экономическим и т. д.) нельзя создать водохранилище в месте водозабора, и для того, чтобы достигнуть наибольшего эффекта регулирования стока путем маневрирования объемами водохранилищ, расположенных на одной речной системе.

Простейшая схема компенсирующего регулирования состоит из двух водохозяйственных установок (рис. 4.37, а): верхней (водохранилище на притоке), регулирующей сток, и нижней, обеспечивающей лишь подачу воды потребителям. Между створами водохранилища (створ В) и водозабора (створ А) находится площадь водосбора, на которой сток незарегулирован. Требуемую отдачу q_A в месте водозабора (створ А) обеспечивают за счет как незарегулированного стока, так и пусков воды из водохранилища на притоке.

В период повышенного стока, то есть когда $Q_A > q_A$, потребление полностью обеспечивается за счет стока с незарегулированной части водосбора. В это время водохранилище на притоке

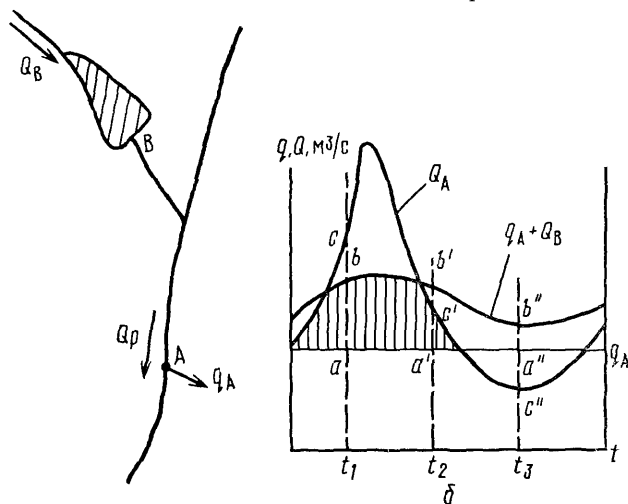


Рис. 4.37. Схема компенсирующего регулирования стока:

а — схема расположения водохранилища; б — расчетная схема.

наполняется; из него делают лишь попуски воды в санитарных целях и удовлетворяются потребности в воде промышленных, коммунальных и других водозаборов, расположенных на участке от водохранилища до створа нижней установки. В маловодные периоды, когда сток с незарегулированной части водосбора не обеспечивает заданной отдачи в нижнем створе ($Q_A < q_A$), из водохранилища делают попуски для компенсации дефицита.

Таким образом, режим работы компенсирующего водохранилища подчинен условиям водопотребления в нижнем створе. В многоводные периоды попуски снижаются до минимума, а в маловодные — изменяются в широких пределах, сглаживая колебания стока с незарегулированной части водосбора. Условия работы водохранилища довольно сложные.

Компенсирующее регулирование может быть сезонным (годовым) или многолетним. Расчеты компенсирующего регулирования выполняют с использованием календарных рядов стока, а также обобщенными методами. При этом в зависимости от исходных данных и необходимой детальности расчетов применяют методы, предложенные М. В. Потаповым, Я. Ф. Плешковым, Г. П. Ивановым, Ш. Ч. Чочиным и др.

В качестве примера рассмотрим порядок расчета компенсирующего сезонного регулирования стока одним водохранилищем на притоке (рис. 4.37, а) по М. В. Потапову.

Для определения полезного объема компенсирующего водохранилища в створе В на одном чертеже совмещаем расчетный гидрограф стока $Q_A(t)$ и требуемой отдачи $q_A(t)$ за год в створе водозабора А (рис. 4.37, б). Кроме того, от линии отдачи вверх откладываем ординаты расчетного гидрографа в створе В и строим график $(Q_B + q_A) = f(t)$.

Допускается, что временем добегания воды от створа В до створа А можно пренебречь. Рассмотрим, какой расход можно забрать для наполнения водохранилища в характерные моменты времени t_1 , t_2 и t_3 . В момент t_1 расход в створе А значительно превышает требуемую отдачу, то есть $Q_A > q_A$, поэтому весь расход притока Q_B можно задержать в водохранилище и при этом останется еще свободный избыток стока, равный ординате bc , который дают другие притоки. В момент t_2 приток В дает расход $a'b'$, но из него можно оставить в водохранилище только ту часть, которая является избытком стока над потреблением у точки А, то есть ординату $a'c'$. Наконец, в момент t_3 в нижнем створе имеет место дефицит, и из расхода Q_B задерживать ничего нельзя. Таким образом, избыточный сток W'_B притока В, который может быть использован для компенсирующего регулирования, определяется площадью, ограниченной линией отдачи и кривыми $Q_A(t)$ и $(Q_B + q_A) = f(t)$ — заштрихованная площадь (рис. 4.37, б). Сопоставляя найденный избыточный сток с дефицитом, устанавливаем тактность работы водохранилища и определяем необходимый полезный объем водохранилища компенсирующего регулирования стока. Расчеты

4.17. Расчет компенсирующего регулирования стока

Расчетный интервал времени Δt	Расход в створе водозабора, м ³ /с		$Q_A - q_A$, м ³ /с		Расход стока в створе водохранилища Q_B , м ³ /с	Объем избыточного стока W' , м ³	Конечное наполнение V_k , м ³	Сбросы воды из водохранилища $V_{сб}$, м ³
	стока Q_A	отдачи q_A	+	-				

выполняем балансовым таблично-цифровым способом (табл. 4.17), при этом учитываем потери воды, определяем наполнение водохранилища и сбросы излишков воды, строим график работы водохранилища.

Расчет водохранилища компенсирующего регулирования стока при наличии календарных гидрометрических наблюдений может быть проведен также и с помощью интегральных кривых стока и отдачи.

Следует отметить, что полезный объем компенсирующего водохранилища не может быть меньше объема, необходимого для регулирования стока в створе водозабора на основной реке, а в ряде случаев превышает этот объем.

Если ни один из притоков в отдельности не дает нужного зарегулирования стока, рассматривают два и более притоков из числа тех, на которых имеются подходящие створы для водохранилищ. Путем сопоставления графика избыточного стока этих притоков с графиком требуемой отдачи в расчетном створе основной реки определяют как суммарный объем всех водохранилищ, так и объем каждого из них в отдельности, а также устанавливают режим работы водохранилищ. Эти задачи допускают множество решений и в отношении распределения общего объема между отдельными водохранилищами, и в отношении плана их эксплуатации. Окончательное решение принимают с учетом строительных, водохозяйственных, экономических и эксплуатационных условий.

4.9.2. Каскадное регулирование стока

Систему водохранилищ, последовательно расположенных в виде ступеней вдоль какой-либо реки, называют каскадом. Условия работы водохранилищ, входящих в каскад, отличаются от условий изолированно работающих. Каждое, ниже по течению расположенное водохранилище использует сток, прошедший через вышерасположенные ступени каскада и подвергшийся их воздействию. В результате этого в режим стока по длине реки вносятся изменения: суммарный его объем уменьшается вследствие изъятия воды на нужды водопотребления и потери на испарение с поверхности водохранилищ, кроме того, происходит перераспределение стока во времени.

Если бьефы плотин, создающих водохранилища, примыкают один к другому и между ними не остается площадей с незарегулированным стоком, имеет место сомкнутый каскад. В этом

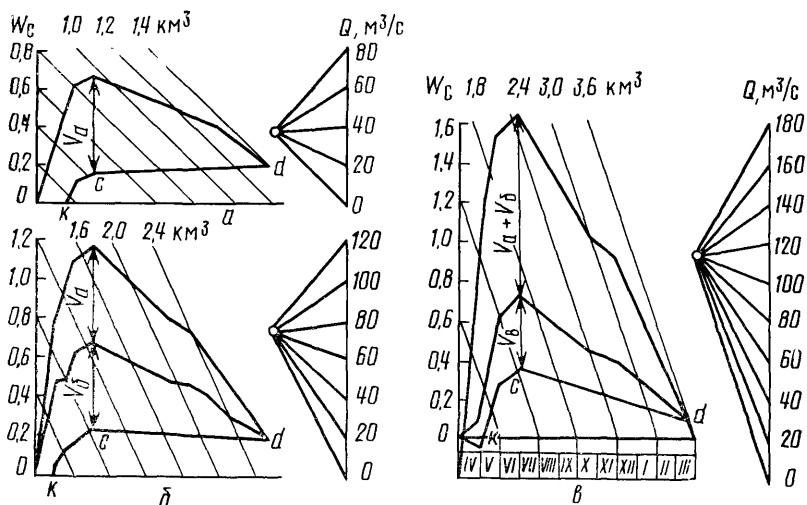


Рис. 4.38. Схема каскадного независимого регулирования стока при трех водохранилищах (по В. А. Бахтиярову):

a, *б* и *в* — первая, вторая и третья ступени каскада. V_a , V_b и V_v — полезные объемы соответственно первого, второго и третьего водохранилища.

случае образующие каскад водохранилища связаны между собой гидравлически, и режим работы нижнего по течению водохранилища отражается на уровнях воды в нижнем бьефе вышележащей ступени. При этом создаются благоприятные условия для более полного перераспределения и использования речного стока в целях гидроэнергетики, судоходства, лесосплава, а также других отраслей народного хозяйства.

Если же подпор от нижерасположенного водохранилища не достигает нижнего бьефа вышерасположенного и между ступенями каскада имеются незарегулированные участки реки, каскад называют несомкнутым. Такой каскад с точки зрения использования стока менее предпочтителен.

Водохранилища каскада могут работать в независимом или компенсирующем режиме. При независимом режиме каждое водохранилище регулирует сток в целях удовлетворения запросов прикрепленных к нему потребителей. Когда же водохранилище подчинено условиям работы других ступеней или каскада в целом, имеет место компенсирующий режим.

Расчеты регулирования стока каскадом водохранилищ выполняют табличным или графическим способами по календарным гидрологическим рядам, а также обобщенными методами.

Для выполнения расчетов по календарным рядам необходимо иметь для каждого створа данные о стоке с внутригодовым распределением по расчетным интервалам времени, объемы отдач, графики потерь воды, характеристики водохранилищ. Расчеты начинают с самого верхнего по течению реки водохрани-

лища, последовательно переходя к нижерасположенным. Например, при графическом способе расчета строят интегральные кривые стока и отдачи в косоугольных координатах для верхнего створа и определяют полезный объем верхнего водохранилища, его наполнения и сбросы (рис. 4.38, а). Далее, по данным гидрометрических наблюдений, во втором по течению створе каскада строят интегральную кривую стока для следующей ступени. Вычитая из ординат этой кривой наполнения на конец расчетных интервалов времени первого водохранилища, получаем интегральную кривую стока для второго водохранилища с учетом работы вышерасположенного (рис. 4.38, б). По полученной исправленной кривой и заданной отдаче находят полезный объем и наполнение второго водохранилища.

Аналогично рассчитывают и следующие ступени каскада. При больших расстояниях между створами каскада необходимо учитывать время добегания воды от одного створа до другого.

Такова же последовательность расчетов каскадного независимого регулирования и при табличном способе.

В обобщенных методах расчета каскада водохранилищ используются вероятностная теория регулирования стока и методы математического моделирования гидрологических рядов. При расчете методом Монте-Карло, например, на основе исходных гидрометрических данных строят искусственные гидрологические ряды большой длительности (1000 лет и более), учитывая при этом коррелятивные связи между расходами в различные интервалы времени в одном и том же створе, между створами, между боковой приточностью и расходами основной реки. Дальнейшие вычисления выполняют балансовым (табличным) способом.

В водохозяйственной практике применяют также обобщенный метод Я. Ф. Плешкова, позволяющий свести расчет нижнего водохранилища каскада к расчету изолированного водохранилища.

Взаимодействие водохранилищ в каскаде — весьма сложный процесс, а учет всех факторов, влияющих на работу каскада и определяющих параметры регулирования, требует большого объема вычислительных операций. В связи с этим при расчетах каскадов широко применяют методы оптимизации решений и ЭВМ.

4.10. РЕГУЛИРУЮЩЕЕ ВЛИЯНИЕ ВОДОХРАНИЛИЩА НА МАКСИМАЛЬНЫЕ РАСХОДЫ ВОДЫ

4.10.1. Общие положения

В период половодья (паводка) часть излишков воды временно задерживается в водохранилище. При этом происходит некоторое повышение уровня воды сверх НПУ, то есть форсирование уровня, и гидрограф половодья (паводка) трансформируется

{распластывается) в гидрограф сбросных расходов. Образование объема форсировки, аккумулирующей часть стока высоких вод, позволяет снизить максимальные расходы, поступающие в нижний бьеф водохранилища, и тем самым предотвратить наводнения на нижерасположенных участках реки, а также уменьшить размеры водосбросных гидротехнических сооружений. Вместе с тем повышение уровня воды в водохранилище выше НПУ влечет за собой увеличение высоты плотины и приводит к дополнительному затоплению и подтоплению земель. В связи с этим оптимальный объем, предназначенный для снижения максимальных расходов половодья (паводка) или борьбы с наводнениями в нижнем бьефе водохранилища, устанавливается на основе технико-экономических расчетов.

Водохозяйственный расчет водохранилища на пропуск максимальных расходов выполняются на основе уравнения баланса воды в водохранилище. В общем виде баланс воды в водохранилище за время dt может быть выражен следующим дифференциальным уравнением:

$$Qdt = qdt \pm \Omega dh, \quad (4.130)$$

или в другом виде

$$Q - q = \pm \Omega dh/dt, \quad (4.131)$$

где Q — расчетный расход во входном створе водохранилища, $\text{м}^3/\text{с}$; q — расход в створе водосбросного сооружения (сбросной расход), $\text{м}^3/\text{с}$; Ω — площадь водной поверхности водохранилища, м^2 .

Как следует из уравнений (4.130) и (4.131), для выполнения расчета водохранилища на пропуск максимальных расходов необходимо иметь: расчетный гидрограф половодья (паводка) $Q(t)$; функцию сбросных расходов $q(t)$ или $q(h)$; зависимость $\Omega(h)$, то есть кривую площади водной поверхности водохранилища.

Гидрографы половодий (паводков) формируются под влиянием природных факторов и характеризуются максимальным расходом, объемом стока, асимметрией очертания, продолжительностью половодья (паводка).

Форму расчетного гидрографа нормами проектирования рекомендуется принимать по моделям наблюдавшихся половодий в расчетном створе или на реке — аналоге. При отсутствии и недостаточности наблюдений применяют различные способы схематизации расчетных гидрографов половодья (паводка). Расчетные гидрографы строят по равнообеспеченным объемам половодья (паводка) и максимальному расходу.

За модель для построения расчетного гидрографа половодья принимают гидрограф, характеризующийся относительно высокими максимальными расходами и слоем стока, близкими к расчетной обеспеченности.

Координаты расчетного гидрографа при переходе от гидрографа модели определяют по соотношениям:

$$Q_{pi} = Q_{mi} Q_p \tilde{Q}_m \quad (4.132)$$

и

$$t_i = t_{mi} \tilde{M}_m h_p / h_m \tilde{M}_p \quad (4.133)$$

где Q_{pi} , t_i — текущие координаты расчетного гидрографа, м³/с и с; Q_{mi} , t_{mi} — текущие координаты гидрографа модели, м³/с и с; Q_p , $\tilde{Q}_m$ — максимальные среднесуточные расходы расчетной обеспеченности в расчетном створе и для модели, м³/с; h_p , $\tilde{M}_p$ — расчетный слой и модуль стока половодья, мм и л/(с·км²); h_m , $\tilde{M}_m$ — слой и модуль стока модели, мм и л/(с·км²).

Среднесуточные максимальные расходы $\tilde{Q}_p$ вычисляют путем деления расчетного максимального расхода Q_p на коэффициент k_τ (табл. 4.18).

4.18. Коэффициенты k_τ для перехода от расчетных мгновенных максимальных расходов воды Q_p к среднесуточным расходам Q_p

Реки и природная зона	Площадь водосбора, км ²							
	1	10	50	100	500	1 000	2 000	5 000

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 значения k_τ определяются интерполяцией.

Для малых и средних рек расчетный гидрограф с одной вершиной может быть построен по уравнению, предложенному Г. А. Алексеевым:

$$y = 10^{-a(1-x)^2/x} \quad (4.134)$$

где $y = Q_{pi}/\tilde{Q}_p$ — ординаты расчетного гидрографа, выраженные в долях среднесуточного максимального расхода воды заданной вероятности превышения $\tilde{Q}_p$; $x = x_i/t_n$ — абсциссы расчетного гидрографа, выраженные в долях условной продолжительности подъема половодья t_n ; a — параметр, характеризующий форму расчетного гидрографа; последний определяют по гидрографам рек — аналогов в зависимости от коэффициента несимметричности гидрографа $k_s = h_n/h$; h_n — слой стока за период подъема паводка, мм; h — суммарный слой стока, мм.

При упрощенных методах расчета гидрографы паводков схематизируют в виде треугольника или трапеции (метод Д. И. Кочерина) или двух параболических кривых, сходящихся в вершине (метод Д. Л. Соколовского). Эти методы рассмотрены в разделе 4.10.3.

Излишки воды из водохранилища сбрасываются через водосбросные сооружения. На водохранилищах в качестве водосбросных сооружений наиболее распространены водосливы практического профиля с щитами на гребне или без щитов, а также донные водовыпуски с затворами.

В случае свободного (не подтопленного) истечения через водослив расход определяют по формуле:

$$q = mB \sqrt{2gH_0}^{3/2}. \quad (4.135)$$

Для донного водовыпуска

$$q = \mu \omega \sqrt{2gH_0}, \quad (4.136)$$

где m и μ — коэффициенты расхода соответственно водослива и отверстия; B — ширина водослива, м; ω — площадь отверстия, м²; H_0 — полный действующий напор, то есть напор с учетом скорости подхода, м; g — ускорение свободного падения, м/с².

Наряду с указанными применяют и другие типы водосбросных сооружений (шахтные, сифонные и др.); их конструкции и расчетные формулы изучаются в курсе «Гидротехнические сооружения».

Зависимость $\Omega(h)$, входящую в уравнение (4.130), устанавливают по статическим или динамическим объемам в водохранилище. Если амплитуда колебаний уровней реки в естественных условиях значительно меньше подпора, создаваемого плотинной водохранилища, водную поверхность водохранилища принимают горизонтальной, а его объем статическим. В водохранилищах с небольшим подпором естественных уровней водная поверхность находится не в горизонтальном положении. Это необходимо учитывать в расчетах, которые выполняют с учетом кривой свободной поверхности воды, то есть по динамическим объемам, используя методы гидравлики.

4.10.2. Расчеты регулирования стока половодий

Входящие в уравнение баланса воды (4.130) зависимости, характеризующие гидрограф половодья $Q(t)$ и функцию $\Omega(h)$, имеют сложный вид, и его решение путем непосредственного интегрирования представляет большие трудности. Поэтому при водохозяйственных расчетах водохранилищ применяют различные способы и приемы приближенного интегрирования. Рассмотрим один из способов, предложенный М. П. Потаповым.

Весь период паводка делят на конечные интервалы времени Δt , в течение которых расходы притока Q и сброса q можно считать изменяющимися по линейному закону (рис. 4.39). При этом лучше одну из границ расчетных интервалов совместить с максимальной ординатой расчетного гидрографа половодья (паводка), а интервалы делать одинаковыми.

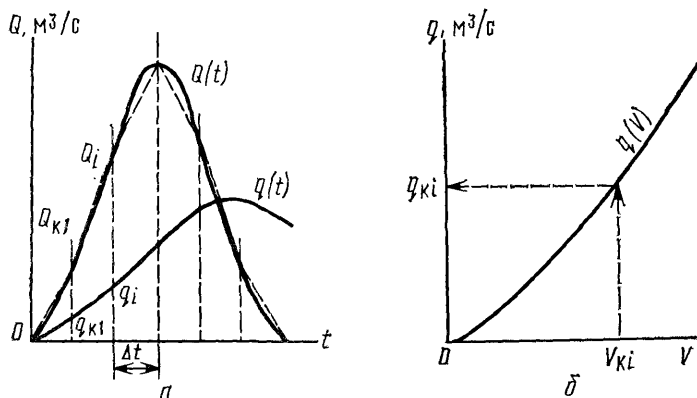


Рис. 4.39. Схема приближенного интегрирования уравнения баланса воды в водохранилище:
а — расчетная схема; б — график $q=f(V)$.

В этом случае уравнение (4.130) можно представить в следующем виде:

$$\frac{Q_n + Q_k}{2} \Delta t = \frac{q_n + q_k}{2} \Delta t \pm (V_k - V_n), \quad (4.137)$$

где Q_n , q_n и V_n — приток, сброс и объем воды в водохранилище в начале интервала времени Δt ; Q_k , q_k и V_k — то же, в конце интервала.

При графоаналитических расчетах в конечных приращениях уравнение (4.137) записывают в следующем виде:

$$V_k + \frac{1}{2} q_k \Delta t = Q_{\text{ср}} \Delta t + \left(V_n + \frac{1}{2} q_n \Delta t \right) - q_n \Delta t. \quad (4.138)$$

В этом уравнении члены, стоящие в левой его части, то есть V_k и q_k , неизвестны, а члены правой части для каждого интервала времени известны, так как в начальный момент интервала они определяются по исходным параметрам, а затем от одного интервала к другому передаются в ходе расчета.

Уравнения (4.137) и (4.138) решают путем последовательных приближений. Исходными данными служат расчетный гидрограф, уравнение сбросных расходов и батиграфические (или объемная) характеристики водохранилища. Обычно предварительно, задаваясь различными слоями форсировки h_f , вычисляют соответствующие этим значениям объемы воды в водохранилище V (по батиграфическим характеристикам) и сбросные расходы q (по уравнению расхода стержня сооружения). По полученным данным строят кривую связи $q=f(V)$ (рис. 4.39, б). Далее в табличной форме (табл. 4.19) выполняют расчет по уравнению (4.137) или (4.138).

Для водосбросного сооружения водосливного типа с отметкой гребня, равной НПУ, в случае, когда водохранилище перед

4.19. Расчет трансформации половодья способом приближенного интегрирования

Δt	Q_n	Q_k	$\frac{Q_n+Q_k}{2}$	q_n	q_k	$\frac{q_n+q_k}{2}$	V_n	V_k
------------	-------	-------	---------------------	-------	-------	---------------------	-------	-------

половодьем (паводком) наполнено до НПУ, в начале первого расчетного интервала времени Δt расходы притока $Q_{н1}$ и сброса $q_{н1}$ равны нулю, наполнение водохранилища $V_{н1} = V_{НПУ}$. В конце этого интервала приток $Q_{к1}$ определяется как соответствующая ордината расчетного гидрографа. Задаваясь в первом приближении сбросным расходом в конце интервала $q'_{к1}$ и подставляя известные величины в уравнение (4.137), можно определить объем водохранилища в конце первого интервала

$$V_{к1} = V_{н1} + Q_{ср}\Delta t - q_{ср}\Delta t. \quad (4.139)$$

По графику $q=f(V)$ находят соответствующий рассчитанному значению $V_{к1}$ расход $q_{к1}$. Если он не равен ранее принятому, задаются другим сбросным расходом, и так до получения равенства $q'_{к1} = q_{к1}$.

Конечные значения расхода стока $Q_{к1}$, сбросного расхода $q_{к1}$ и наполнения водохранилища $V_{к1}$ в конце первого интервала являются начальными для второго интервала времени и т. д. По результатам расчета строят кривую сбросных расходов (рис. 4.39, а).

Рассмотрение совмещенных на одном чертеже расчетного гидрографа половодья (паводка) и кривой сбросных расходов через водослив показывает, что максимальный расход сброса находится на спаде половодья в точке пересечения гидрографов стока и сброса, то есть когда $Q=q$. Возрастание сбросных расходов запаздывает по сравнению с расходами половодья. Запаздывание тем больше, чем больше площадь водной поверхности водохранилища. Объясняется это тем, что чем больше площадь водной поверхности водохранилища, тем медленнее повышается уровень воды с возрастанием расхода половодья. Кривая сбросных расходов зависит от формы гидрографа половодья, типа сбросного сооружения и характеристик водохранилища.

Известны и применяются другие способы расчета трансформации половодья (паводка) водохранилищем, которые также основаны на приближенном интегрировании уравнения баланса воды в водохранилище: графические способы М. В. Потапова, Н. А. Ржаницына, В. А. Туркса; графоаналитические — М. В. Потапова, Я. Д. Гильденבלата, В. Г. Андриянова и др. Во всех этих способах для получения достаточно точных результатов паводок необходимо делить на 20...25 интервалов, что делает расчеты весьма трудоемкими. В связи с этим способы приближенного интегрирования применяются в основном лишь в особо ответственных случаях, когда необходимо получить высокую точность расчетов.

4.10.3. Приближенные методы расчета трансформации паводков

При массовом водохозяйственном проектировании водосборных сооружений широко применяется приближенный метод Д. И. Кочерина, предложенный им в 1927 г. Основу метода составляют два допущения: расчетный гидрограф половодья (паводка) можно представить в виде треугольника или трапеции; нарастание сбросных расходов происходит по линейному закону.

Метод применим для одиночного водослива без затворов, причем отметка гребня водослива должна совпадать с НПУ, а водохранилище к началу половодья заполнено до НПУ. В методе Д. И. Кочерина делаются и другие допущения. Не учитывают полезную отдачу, а также потери воды из водохранилища на испарение и фильтрацию ввиду незначительной их величины по сравнению с объемами половодья (паводка). Не предусматривается возможность пропуска паводка через водозаборные отверстия, турбинные камеры, судоходные шлюзы или другие имеющиеся сооружения. Объемы наполнения водохранилища определяют по статическим характеристикам.

Метод Д. И. Кочерина существенно упрощает расчеты трансформации паводка, и в то же время при его применении ошибки не превышают 5...10%, то есть находятся в пределах точности гидрометрических измерений.

Расчетная схема при гидрографе половодья треугольной формы приведена на рисунке 4.40, а. Согласно этой схеме, объем половодья равен площади гидрографа

$$W_{\Pi} = Q_{\max} T / 2, \quad (4.140)$$

а объем сброса в период прохождения волны половодья

$$W_{\text{сб}} = q_{\max} T / 2, \quad (4.141)$$

где $Q_{\max}$, $q_{\max}$ — максимальные расходы половодья и сброса, м³/с; T — продолжительность половодья, с.

Объем форсировки (заштрихованная площадь на рис. 4.40, а) определится как разность объемов половодья и сброса

$$W_{\text{ФПУ}} = W_{\Pi} (1 - q_{\max} / Q_{\max}). \quad (4.142)$$

Из этой формулы нетрудно получить зависимость для нахождения максимального сбросного расхода

$$q_{\max} = Q_{\max} (1 - V_{\text{ФПУ}} / W_{\Pi}), \quad (4.143)$$

где $V_{\text{ФПУ}}$ — объем форсировки (объем водохранилища выше НПУ).

При схематизации гидрографа половодья (паводка) по форме трапеции (рис. 4.40, б) объем форсировки

$$\begin{aligned} V_{\text{ФПУ}} &= W_{\Pi} - W_{\text{сб}} = \\ &= \frac{Q_{\max}}{2} (T + t_2) - \frac{q_{\max}}{2} T = W_{\Pi} \left(1 - \frac{q_{\max}}{Q_{\max}} \frac{T}{T + t_2} \right), \end{aligned} \quad (4.144)$$

где W_{Π} — объем половодья, $W_{\Pi} = Q_{\max} (T + t_2) / 2$.

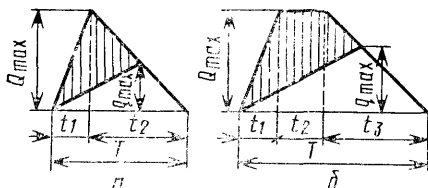


Рис. 4.40. Схема к расчету трансформации паводка при треугольной (а) и трапециевидальной (б) формах гидрографа.

Обозначив $\eta = T/(T+t_2)$, формула (4.144) приобретет вид:

$$V_{\text{ФПУ}} = W_{\text{п}} \left(1 - \eta \frac{q_{\text{max}}}{Q_{\text{max}}} \right) \quad (4.145)$$

из которой следует, что максимальный сбросный расход

$$q_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max}}}{\eta} \left(1 - \frac{W_{\text{ФПУ}}}{W_{\text{п}}} \right). \quad (4.146)$$

Формулы (4.145) и (4.146) имеют более общий вид и могут применяться при любой форме гидрографа. В частности, при $t_2=0$ и $\eta=1$ гидрограф принимает треугольную форму, формулы (4.145) и (4.146) преобразуются в формулы (4.142) и (4.141). При трапециевидальной форме гидрографа $1 > \eta > 0,5$.

Форма гидрографа половодья оказывает существенное влияние на объем форсировки. Как следует из формулы (4.145), наибольший объем форсировки при прочих равных условиях будет иметь место, если $t_2=T$ и $\eta=0,5$; в этом случае гидрограф половодья имеет прямоугольную форму, которая встречается весьма редко.

Максимальный сбросный расход q_{max} зависит от скорости подъема половодья; с увеличением $t_{\text{п}}/T$ (где $t_{\text{п}}$ — продолжительность подъема половодья) возрастает и максимальный сбросный расход.

В последующем ряд авторов предложили другие способы схематизации гидрографа половодья и сбросных расходов.

Д. Л. Соколовский предложил схематизировать гидрограф половодья в виде двух сходящихся парабол с вогнутыми к оси абсцисс ветвями и острой вершиной. В этом случае объем форсировки определится по зависимости:

$$V_{\text{ФПУ}} = W_{\text{п}} [1 - q_{\text{max}}/(\kappa Q_{\text{max}})], \quad (4.147)$$

а максимальный сбросный расход

$$q_{\text{max}} = \kappa Q_{\text{max}} (1 - V_{\text{ФПУ}}/W_{\text{п}}), \quad (4.148)$$

где κ — коэффициент, зависящий от показателей степени парабол, в среднем равный 0,85.

При $k=1$ формулы (4.147) и (4.148) становятся идентичными формулам Д. И. Кочерина для гидрографа треугольной формы и нарастания сбросных расходов по линейному закону.

Метод Д. И. Кочерина применим и в других случаях, встречающихся в практике водохозяйственных расчетов. При этом, очевидно, в расчетные формулы должны быть внесены соответствующие изменения, вытекающие из принятой схемы расчета и дополнительных условий.

При частично сработавшем ниже НПУ объеме водохранилища к моменту прихода половодья появляется дополнительный

регулирующий объем V_p , способный вместить часть объема половодья до начала работы водослива и форсировки водохранилища. В этом случае расчетная схема при схематизации гидрографа по трапеции примет вид, представленный на рисунке 4.41, а максимальный сбросной расход определится по формуле, предложенной А. В. Огневским:

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{\eta} \left(1 - \frac{V_{\text{ФПУ}}}{W_{\text{п}} - V_p} \right). \quad (4.149)$$

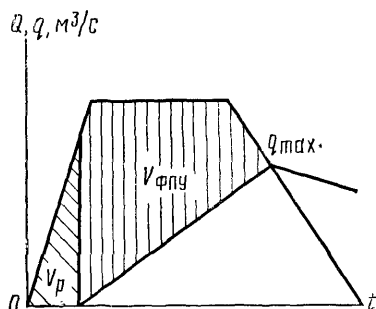


Рис. 4.41. Схема к расчету трансформации паводка при частично сработанном водохранилище.

При сработке водохранилища до мертвого объема $V_p = V$ пл сброс излишков воды начинается с некоторого момента t_p , после того как водохранилище будет заполнено до НПУ. С этого момента и берет свое начало гидрограф сбросных расходов при трансформации паводка.

Возможны конструктивные решения гидроузлов водохранилищ, когда НПУ поддерживается с помощью затворов, установленных на гребне водослива, отметка которого совпадает с отметкой УМО (рис. 4.42, а). При пропуске половодья через наполненное до НПУ водохранилище затворы открываются постепенно в целях поддержания уровня воды на отметке НПУ. Объем форсировки, находящийся выше НПУ, вступает в действие только после частичного пропуска паводка и полного открытия затворов, то есть когда $Q_{\max} > q_{\text{НПУ}}$. Используя метод Д. И. Кочерина, И. А. Железняк дал следующее решение этой задачи. Как видно из расчетной схемы (рис. 4.42, б), объем

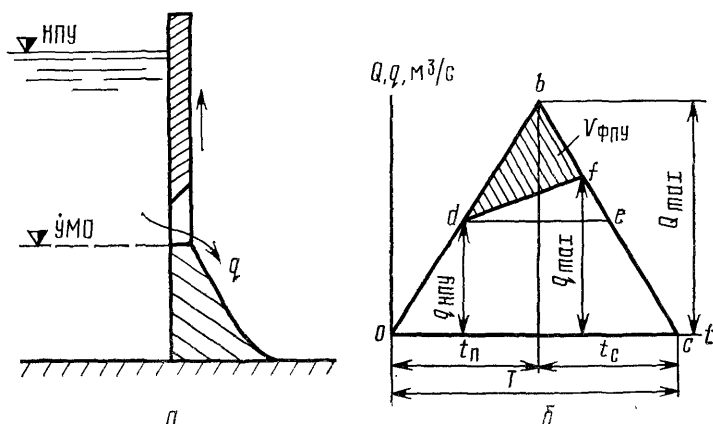


Рис. 4.42. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы трансформации паводка при водосливе с затворами.

форсировки может быть вычислен как разность площадей треугольников dbe и dfe , соответствующих объемам W_{dbe} и W_{dfe} :

$$\begin{aligned} W_{\text{ФПУ}} &= W_{dbe} - W_{dfe} = \frac{1}{2} de (Q_{\text{max}} - q_{\text{НПУ}}) - \frac{1}{2} de (q_{\text{max}} - q_{\text{НПУ}}) = \\ &= \frac{1}{2} de (Q_{\text{max}} - q_{\text{max}}). \end{aligned} \quad (4.150)$$

Из подобия треугольников obc и dbe следует, что

$$de = \frac{Q_{\text{max}} - q_{\text{НПУ}}}{Q_{\text{max}}} T,$$

но

$$\begin{aligned} T &= 2W_{\text{п}}/Q_{\text{max}}, \text{ тогда} \\ de &= 2W_{\text{п}} \frac{Q_{\text{max}} - q_{\text{НПУ}}}{Q_{\text{max}}^2}. \end{aligned}$$

Подставляя выражение de в формулу (4.150), определяем объем форсировки

$$V_{\text{ФПУ}} = W_{\text{п}} \frac{Q_{\text{max}} - q_{\text{НПУ}}}{Q_{\text{max}}^2} (Q_{\text{max}} - q_{\text{max}}), \quad (4.151)$$

где $W_{\text{п}} = Q_{\text{max}} T / 2$ — объем половодья, м^3 ; $q_{\text{НПУ}}$ — сбросной расход при НПУ и полностью открытых затворах, $\text{м}^3/\text{с}$.

Из формулы (4.151) после соответствующих преобразований может быть получена и зависимость для определения максимального сбросного расхода

$$q_{\text{max}} = Q_{\text{max}} \frac{(1 + \kappa) - \sqrt{(1 + \kappa)^2 - 4\kappa \left(1 - \frac{V_{\text{ФПУ}}}{W_{\text{п}}}\right)}}{2\kappa}, \quad (4.152)$$

где $\kappa = q_{\text{НПУ}}/q_{\text{max}}$.

Все рассмотренные примеры применения метода Д. И. Кочерина относятся к конструкции водосбросного сооружения в виде глухого водослива. Для других типов сооружений допущение о линейном изменении сбросных расходов может привести к большим ошибкам. Поэтому в каждом конкретном случае необходимо изучить график расходов и выбрать такую расчетную схему, которая позволит получить приемлемую для практики точность вычислений. В частности, в случае пропуска паводка через донное отверстие при условии, что к этому моменту водохранилище опорожнено до уровня нижней кромки отверстия, М. В. Потапов предложил (в первом приближении) схематизировать график сбросных расходов

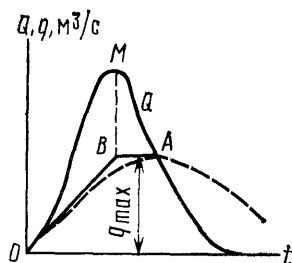


Рис. 4.43. Схема приближенного расчета трансформации паводка при донном водосбросе.

в виде наклонной прямой от начала паводка до максимальной ординаты треугольного гидрографа, которая переходит в горизонтальную прямую, пересекающуюся с линией спада (рис. 4.43).

4.10.4. Приближенный расчет регулирующего влияния системы водохранилищ

Регулирующее влияние на максимальные расходы системы водохранилищ определяют специальными расчетами, в которых учитывается целый ряд факторов: расположение водохранилищ по отношению друг к другу, их взаимное влияние и соотношение регулирующих объемов, скорости добегания воды по гидрографической сети, боковая приточность, регулирующие объемы естественных русл и др.

При приближенных расчетах применяют метод Д. И. Кочерина.

В случае каскадного расположения водохранилищ (рис. 4.44, а) расчет выполняют в следующем порядке. Сначала определяют максимальный сбросной расход из верхнего водохранилища. При схематизации гидрографа половодья по треугольнику, согласно формуле (4.143),

$$q_{\max 1} = Q_{\max 1} (1 - V_{\text{ФПУ1}}/W_{\text{п1}}).$$

Обозначив

$$r_1 = 1 - V_{\text{ФПУ}}/W_{\text{п1}}, \quad (4.153)$$

представим формулу в другом виде:

$$q_{\max 1} = r_1 Q_{\max 1}, \quad (4.154)$$

где r_1 — коэффициент регулирующего влияния одного водохранилища.

Сбросной максимальный расход первого водохранилища суммируют с естественным максимальным паводком в створе нижележащего водохранилища и определяют расход трансформации второго водохранилища

$$q_{\max 2} = (Q_{\max 2} + q_{\max 1}) (1 - V_{\text{ФПУ2}}/W_{\text{п2}}), \quad (4.155)$$

или

$$q_{\max 2} = (Q_{\max 2} + r_1 Q_{\max 1}) r_2, \quad (4.156)$$

где $r_2 = 1 - V_{\text{ФПУ2}}/W_{\text{п2}}$ — коэффициент регулирующего влияния второго водохранилища; $W_{\text{п2}}$ — общий объем паводка с двух вышерасположенных водосборов.

Аналогично вычисляют максимальные сбросные расходы из третьего водохранилища, четвертого и т. д.

Таким образом, последовательно сверху вниз рассчитывают регулирующее влияние на максимальный сток каждого водохранилища и каскада в целом. При этом в расчете обязательно учитывают зависимость (редукцию) максимальных расходов от

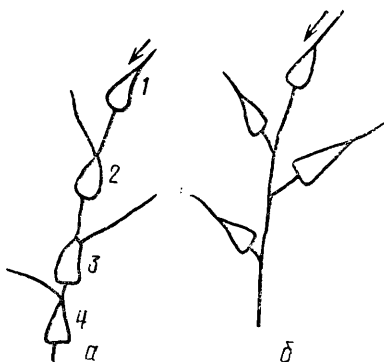


Рис. 4.44. Схемы расположения водохранилищ:

а — каскад; б — изолированное расположение.

ответствующего расчетного створа к сумме двух максимумов: максимума с собственного водосбора до этого створа и максимума до предыдущего створа. По методике Я. Ф. Плешкова коэффициент редукции вычисляют лишь один раз для всего каскада и на этот коэффициент уменьшают все частные максимальные расходы. При расчете по последней методике получают несколько меньшие максимальные сбросные расходы в замыкающем створе каскада.

Роль отдельных водохранилищ каскада в трансформации паводка неодинакова. Из анализа формул (4.153)...(4.156) следует, что в связи с нарастанием максимальных расходов и объемов стока вниз по течению реки регулирующее влияние каждого последующего водохранилища уменьшается, то есть по мере перехода от одного водохранилища к другому сверху вниз сбросные расходы возрастают.

В случае изолированно расположенных водохранилищ (веерное расположение), работающих независимо (рис. 4.44, б), максимальные сбросные расходы определяют тоже по методу Д. И. Кочерина в зависимости от принятой расчетной схемы отдельно для каждого водохранилища. При прочих равных условиях система изолированных водохранилищ оказывает большее влияние на трансформацию паводка, чем каскад.

Максимальный расход в замыкающем створе системы водохранилищ (рис. 4.44, створ $N=4$) независимо от схемы их расположения и числа можно определить по формуле:

$$q_{\max c} = r_c Q_{\max c}, \quad (4.158)$$

где $Q_{\max c}$ — максимальный редуцированный расход паводка в замыкающем створе, $\text{м}^3/\text{с}$; r_c — коэффициент регулирующего влияния (трансформации) системы водохранилищ,

$$r_c = 1 - \sum_{i=1}^{i=n} V_{\text{ФПУ}i} / W_{\text{п}}, \quad (4.159)$$

$W_{\text{п}}$ — объем паводка в замыкающем створе, м^3 .

площади соответствующих водосборов в расчетных створах, то есть в формулы (4.155) и (4.156) подставляют редуцированные максимумы

$$Q_{\max i} = \kappa Q'_{\max i}, \quad (4.157)$$

где $Q'_{\max i}$ — естественные максимальные расходы, $\text{м}^3/\text{с}$; κ — коэффициент редукции (уменьшения).

По методике В. Н. Цингера коэффициент редукции κ определяется для каждой ступени каскада сверху вниз как отношение максимального расхода со всего водосбора до со-

В заключение следует подчеркнуть, что расчет регулирующего влияния системы водохранилищ на максимальные расходы — весьма ответственное дело, поскольку разрушение одного из водохранилищ каскада может привести к разрушениям нижерасположенных.

4.11. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ

4.11.1. Задачи службы эксплуатации водохранилищ

Техническая эксплуатация водохранилища осуществляется специальной эксплуатационной службой. В задачи эксплуатационной службы входят: оперативное управление водными ресурсами водохранилища для обеспечения плановой водоподачи и поддержания нормативных условий верхнего и нижнего бьефов; систематический контроль за состоянием водохранилища и сооружений, проведение необходимых ремонтных работ; безаварийный пропуск половодий, паводков, льда, шуги и плавающих предметов через водосбросные сооружения, проведение мероприятий по уменьшению потерь воды из водохранилища, по борьбе с переработкой берегов, заилением и зарастанием водохранилища; регулярное измерение уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, а также расходов воды потребителям, попусков и сбросов в нижний бьеф; охрана водных ресурсов водохранилища от загрязнения и истощения.

Руководящим документом, на основе которого осуществляется эксплуатация водохранилища, являются Основные правила использования водных ресурсов водохранилища, которые разрабатываются проектной организацией в соответствии с Водным кодексом РСФСР и «Положением о порядке использования водных ресурсов водохранилищ СССР», утвержденном Министерством мелиорации и водного хозяйства СССР. Основные правила использования водных ресурсов водохранилища согласовываются с заинтересованными министерствами, а также с органами Государственного санитарного надзора и рыбоохраны и утверждаются Министерством мелиорации и водного хозяйства союзной республики, а при затрагивании интересов нескольких республик — Министерством мелиорации и водного хозяйства СССР. Внесение изменений и дополнений в Основные правила возможно только при согласовании со всеми заинтересованными организациями и с разрешения органов, утверждавших их.

Основные правила использования водных ресурсов водохранилища разрабатывают и утверждают к моменту наполнения водохранилища до отметки НПУ и ввода гидроузла в постоянную эксплуатацию. В период начальной эксплуатации водохранилища действуют Временные правила, специально разработанные с учетом ограничений в зависимости от степени готовности водохранилища и сооружений.

Небольшие изолированные водохранилища объемом менее 10 млн. м³, обслуживающие одну отрасль народного хозяйства, а также пруды, находящиеся в ведении колхозов и совхозов, эксплуатируют на основе технических инструкций или указаний, разрабатываемых одновременно с составлением технического проекта.

В Основных правилах использования водных ресурсов водохранилища приводятся следующие данные: назначение водохранилища; основные гидрологические характеристики реки (площадь водосбора, длина реки, норма стока и его статистические параметры, максимальный и минимальный расчетные расходы, внутригодовое распределение стока и др.); нормативные уровни и объемы водохранилища; батиграфические и объемные характеристики; конструктивные и гидравлические характеристики сооружений гидроузла; состав водопотребителей и водопользователей, расчетная планируемая отдача; порядок использования водных ресурсов водохранилища в маловодные периоды, пропуска высоких вод, сброса льда, борьбы с наносами, водной растительностью и др.

Основными правилами предусматривается составление месячных, квартальных и годовых оперативных планов эксплуатации водохранилища, при подготовке которых используют гидрологические прогнозы и с учетом их устанавливают вероятные сроки и величины притока воды в водохранилище.

Управляет водными ресурсами водохранилища дежурный диспетчер, который строго руководствуется правилами диспетчерского регулирования стока — обязательной составной частью Основных правил.

Диспетчерские правила определяют режим и порядок расходования водных ресурсов, допустимые амплитуды колебания уровней воды и расходов в зависимости от времени года, запаса воды, размеров притока, размеры санитарных, рыбохозяйственных, судоходных и других обязательных пропусков в нижний бьеф, ограничения, обеспечивающие безаварийную работу гидротехнических сооружений при пропуске высоких вод, льда, шуги и т. д.

Основными правилами предусматривается охрана водохранилища от загрязнения. При этом должно обеспечиваться строгое выполнение требований и нормативов, предусмотренных Правилами охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами, утвержденными Минводхозом СССР, Минздравом СССР, Минрыбхозом СССР 16 мая 1974 г., и Водным кодексом РСФСР.

Контроль за соблюдением санитарных правил, выполнением охранных мероприятий и требований рыбохозяйственных организаций осуществляется органами Государственного санитарного надзора и рыбоохраны.

Общая координация мероприятий, обеспечивающих надлежащее техническое состояние и благоустройство водохранилищ, и контроль за соблюдением правил эксплуатации возло-

жены на органы по регулированию использования и охране вод Министерства мелиорации и водного хозяйства СССР.

В октябре 1978 г. Совет Министров СССР принял специальное постановление, направленное на дальнейшее совершенствование эксплуатации и обеспечение надлежащего технического состояния и благоустройства водохранилищ страны. Оно предусматривает разработку для всех водохранилищ правил эксплуатации и режима их использования, проведения технической паспортизации, разработку схем улучшения технического состояния и благоустройства, создание службы эксплуатации для крупных водохранилищ комплексного назначения. Реализация этого постановления позволяет значительно улучшить состояние искусственных водоемов и повысить эффективность их использования в народном хозяйстве страны.

4.11.2. Наблюдения за состоянием водохранилища

Эксплуатационный персонал гидроузла ведет постоянный учет притока и расходования воды из водохранилища, наблюдения за состоянием водохранилища и гидротехнических сооружений, руководствуясь при этом соответствующими инструкциями и наставлениями.

Для гидрометрического и гидрометеорологического обслуживания на водохранилище оборудуют гидрологические посты и станции. Их число и размещение зависят от размеров и очертания водохранилища и назначаются при разработке проекта. В процессе эксплуатации водохранилища схема размещения и число гидрологических постов могут уточняться. К основным гидрометрическим сооружениям относятся гидрологический пост во входном створе водохранилища и посты на боковых притоках. На водохранилищах большой протяженности устанавливают несколько постов. Сведения о наличном объеме воды за каждый период определяют по среднему уровню водохранилища.

Расход воды из водохранилища учитывают при помощи тарированных сооружений или установленных на них водомеров.

Гидрометеорологическую информацию (долгосрочные и краткосрочные прогнозы максимальных уровней и дат их прохождения, прогнозы вскрытия и установления ледостава, данные о водном и тепловом балансе водохранилища и т. д.) служба эксплуатации крупных водохранилищ получает от органов Государственного комитета СССР по гидрометеорологии и контролю природной среды. На малых водохранилищах, эксплуатируемых в интересах только одной хозяйственной организации, наблюдения и обобщение всех гидрометеорологических материалов по водохранилищу ведут органы эксплуатации.

Для сбора и передачи сведений и оповещений водохранилище оборудуют линиями связи. Пункт управления имеет двустороннюю связь с основными водопотребителями. На крупных водохранилищах оборудуется система оповещения организаций и ве-

домств о работе водохранилища и предстоящих изменениях в отдельные периоды. Если возникают непредвиденные обстоятельства при пропуске половодий и паводков, угрожающие безопасности и сохранности основных сооружений, а также затрагивающие интересы населения и различных организаций в районах береговой полосы водохранилища и ниже гидроузла, оповещаются и предупреждаются государственные организации.

Органы эксплуатации проводят воднобалансовые наблюдения, измеряя осадки, поверхностный и подземный приток воды в водохранилище, расходы ее на производственные нужды, испарение, фильтрацию, сбросные расходы.

В состав наблюдений включают также измерения пьезометрических уровней в различных частях сооружений, фильтрационных расходов через плотину и в обход ее, объема заилиenia водохранилища. Ежегодно после прохождения половодья или в установленные сроки уточняют кривые площадей и объемов, которые изменяются из-за переработки берегов, оползней, заилиenia и отмирания водной растительности. Обычно со временем площадь водной поверхности увеличивается, а средняя глубина уменьшается.

Зимой служба эксплуатации принимает меры по предохранению сооружений от воздействия льда при его вертикальном и горизонтальном смещениях, по борьбе с обмерзанием решеток и затворов.

На крупных водохранилищах проводят комплексные научные исследования: гидрологические, гидрогеологические, гидрохимические, гидробиологические, ихтиологические, ветрового волнения и переработки берегов, воздействия водохранилища на природную окружающую среду и др. В последнее время большое внимание уделяется исследованиям и разработке методов контроля и правил управления водохранилищами, обеспечивающих оптимальное использование водных ресурсов, на основе применения экономико-математического моделирования, ЭВМ и АСУ.

4.12. ВОДОХРАНИЛИЩА И ОКРУЖАЮЩАЯ ПРИРОДНАЯ СРЕДА

Народнохозяйственное значение водохранилищ огромно, и оно, безусловно, будет возрастать. Вместе с тем создание водохранилищ — это пример глубокого вмешательства человека в природные процессы на обширных территориях. Суммарные объемы воды и площади водной поверхности водохранилищ по своим величинам сопоставимы с запасами воды в руслах рек и поверхностью морей. Последствия, вызванные созданием водохранилищ, сказываются на природе и хозяйстве прилегающих и отдаленных территорий.

Затопление и подтопление земель. При заполнении водохранилищ происходит затопление значительных площадей. В среднем 85...95% водной поверхности водохранилищ приходится на

затопление земли. Значительный удельный вес среди этих земель составляют сельскохозяйственные угодья и леса. В связи с подъемом грунтовых вод после заполнения водохранилища образуется зона подтопления. Ширина зоны подтопления может быть весьма значительной и измеряться многими километрами. К отрицательным последствиям подтопления относятся: заболачивание земель в зоне избыточного увлажнения и засоление почв в лесостепной и степной зонах, подтопление домов и сооружений, ухудшение санитарного состояния местности и т. д.

Переформирование берегов и дна. Частые колебания уровня воды в водохранилище в период его эксплуатации, ветровое волнение, которое на крупных водохранилищах значительное (волны на водохранилищах достигают 4 м), и береговые течения вызывают размывы и обрушение берегов. Процессы абразии необычно активны и протекают длительное время, исчисляемое десятилетиями. Они приводят к отступлению берегов на десятки и сотни метров (например, на Братском водохранилище до 750 м), изменению глубин, образованию подводных отмелей, заилению и изменению объема и площади водохранилища.

Переселение населения и перенос объектов народного хозяйства из зон воздействия водохранилища. Создание водохранилищ, особенно крупных, приводит к необходимости переселения большого числа людей и переносу объектов народного хозяйства.

В зону затопления, подтопления и переформирования берегов водохранилищ нередко попадают объекты народного хозяйства: заводы, фабрики, железные и автомобильные дороги, линии электропередач и т. д.

Переселение населения, перенос и строительство населенных пунктов и хозяйственных объектов на новом месте сопряжено с большими затратами материальных средств. Эти затраты обычно определяются по принципу восстановления прежнего состояния. Для построенных в СССР водохранилищ они составили около 2 млрд. р., то есть более 18% общей суммы стоимости гидроузлов.

Дополнительные потери воды. За счет разности между испарениями с водной поверхности водохранилища и с той же территории до затопления, включающей поверхность суши и реки в естественных условиях, появляются дополнительные потери воды, которые в отдельных районах играют немалую роль в общем объеме безвозвратного водопотребления.

Наряду с потерями на испарение вода из водохранилищ теряется на фильтрацию через дно и берега. Эти потери также значительны и в зависимости от гидрогеологических условий колеблются от 12 до 36% среднего объема воды в водохранилище за год.

Влияние водохранилищ на рыбное хозяйство. Перераспределение водохранилищами речного стока во времени и по территории нарушает сложившиеся условия существования и раз-

множение рыб. Изменяются гидрологический, термический, гидрохимический и гидробиологический режимы, а следовательно, условия передвижения, размножения и питания рыб.

Плотины гидроузлов преграждают путь рыбе к местам нереста. Вследствие уменьшения длительности и высоты половодья происходит сокращение нерестовых площадей, что неблагоприятно сказывается на условиях нереста и откорма молоди, ее роста.

Особенно неприятны для рыбы суточные и недельные колебания уровней воды в верхнем и нижнем бьефах водохранилищ. В период нереста резкие колебания уровня приводят к смыву икры при подъеме воды или ее пересыханию при спаде. В зимнее время резкое понижение уровня воды может вызвать преждевременный уход рыбы из зимовальных ям или, наоборот, закупорку рыбы в зимовальных ямах ледяными глыбами, что приводит к снижению воспроизводства. Такие случаи имели место на Цимлянском, Кременчугском и других водохранилищах.

Влияние на климат. Многочисленные исследования и наблюдения показывают, что водохранилища не являются источником коренного преобразования климатических условий. В то же время они вносят заметные изменения в местный метеорологический режим.

Весной водохранилища оказывают охлаждающее влияние на прибрежные территории, а во второй половине теплого периода (до ледостава), отдавая накопленное тепло, оказывают отопляющее воздействие. Под влиянием водохранилища в прибрежной полосе, как правило, уменьшается континентальность климата: ход температур становится более плавным, суточная амплитуда температур воздуха увеличивается, весенние заморозки прекращаются в более ранние сроки, а осенние — наступают позже и т. д.

В районе крупных водохранилищ несколько увеличиваются количество осадков, скорость и повторяемость ветров.

В нижних бьефах глубоководных водохранилищ значительно изменяется термический режим. Особенно сильно это проявляется в районах с холодным климатом. Так, в нижнем бьефе Красноярского водохранилища температура воды зимой выше на 1,5...2 °С, а в октябре — ноябре — на 4...8 °С, причем отопляющее влияние сказывается на расстоянии десятков и даже сотен километров. В нижних бьефах повышается влажность, наблюдаются туманы, образуются полыньи. Полыньи, длина которых на крупных водохранилищах может достигать 70 км и более, являются источником образования шуги. Шуга, скапливаясь под ледяным покровом за пределами полыньи, создает зажоры и подъемы уровней, распространяющиеся вверх по течению, что очень осложняет эксплуатацию гидроузла.

Влияние водохранилищ на растительность и животный мир. Создание водохранилищ вызывает существенные изменения

почв, растительности и животного мира. Постоянное и глубокое (более 2 м) затопление территории при создании водохранилищ приводит к полной гибели существовавшей наземной растительности. В зоне мелководного постоянного затопления также почти полностью отмирает древесно-кустарниковая и изменяется травянистая растительность. Вдоль берегов водохранилищ в зоне умеренного климата при глубинах менее 2...2,5 м формируется пояс из тростника и камыша.

В зоне сильного подтопления (глубина залегания грунтовых вод менее 1 м) большинство деревьев или гибнет, или же сильно угнетено. В зонах умеренного и слабого подтопления ($h_{г.в.} > 1$ м) водное и минеральное питание растений, как правило, улучшается и прирост древесины увеличивается иногда на 50...70%.

В нижнем бьефе водохранилищ вследствие изменения гидрологического режима реки и сокращения продолжительности и частоты весенних разливов ухудшаются свойства пойменных почв, снижается в 1,5...2 раза урожайность лугов и значительно сокращается прирост древостоев.

Создание водохранилищ наносит ущерб животному миру. Во время заполнения водохранилищ, продолжающегося иногда в течение нескольких лет, весьма заметно падает численность многих видов животных из-за гибели молодняка в результате непрерывно меняющихся условий увлажнения. Затопляются гнезда и гибнут отложенные яйца у многих видов птиц, уничтожаются места обитания животных при лесочистке ложа водохранилища. Переформирование берегов, а также колебания уровня воды в процессе эксплуатации водохранилищ весьма неприятны для животных и вызывают их массовую миграцию.

Сработка уровней весной приводит к обсыханию икры у многих земноводных, а зимняя сработка водохранилища лишает полуводных животных (выдру, ондатру, норку и др.) свободного выхода в воду подо льдом. В результате на ряде водохранилищ отмечено переселение этих животных за его пределы.

Качество воды в водохранилищах. Обеспечение чистоты воды в водохранилищах — одна из важнейших проблем их создания и эксплуатации. При разработке проектов создания водохранилищ и правил их эксплуатации необходимо учитывать интересы потребителей в отношении обеспечения необходимого качества воды. Наиболее строгие требования к качеству воды водохранилищ предъявляет коммунальное водоснабжение, а также рыбное хозяйство. Для сельскохозяйственных потребителей важна степень минерализации воды.

Водохранилища выступают в роли гигантских отстойников. Вследствие значительного уменьшения скорости течения воды в водохранилище происходит выпадение взвешенных наносов, в десятки раз уменьшается мутность воды, повышается прозрачность, снижается ее бактериальное загрязнение.

Однако необходимо учитывать и целый ряд отрицательных

последствий влияния водохранилищ на качество воды. Отметим лишь некоторые из них.

В начальный период после заполнения водохранилища, особенно в первые 2...3 года, на качестве воды отрицательно сказываются последствия затопления почвенного покрова, кустарника, леса, населенных пунктов. В этот период в водохранилище интенсивно развиваются биогенные процессы (гниение и т. д.), появляется сероводород, увеличивается количество бактерий, изменяется вкус воды, ее цвет и т. д. Продолжительность этого периода зависит от размеров водохранилища, его географического положения, характера затопления территории, степени и качества ее очистки и санитарной обработки перед заполнением водохранилища.

В последующем на качество воды в водохранилище основное влияние оказывают гидробиологические процессы и антропогенные факторы (т. е. влияние человеческой деятельности).

Замедление скорости течения воды, резкое снижение турбулентного перемешивания воды приводит к образованию застойных зон, к дефициту кислорода, ослаблению самоочищающейся способности водохранилища, накоплению биогенных элементов (сероводорода, метана, аммиака и т. д.). Избыток биогенных элементов в условиях повышенных температур и при значительном дефиците кислорода создает благоприятные условия для чрезмерного развития отдельных представителей фитопланктона, что приводит к «цветению» воды. На водохранилищах наибольшее распространение получили так называемые сине-зеленые водоросли. При цветении уменьшается количество кислорода, ухудшается химико-биологический режим воды, выделяются токсические элементы, что не позволяет использовать водную растительность для сельскохозяйственного производства.

При проектировании, строительстве и эксплуатации водохранилищ должны быть проанализированы все возможные последствия их влияния на окружающую природную среду и найдены оптимальные решения, обеспечивающие наибольший экономический эффект при минимуме нарушений в природе и восполнении причиняемого ущерба.

4.13. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА МЕРОПРИЯТИЙ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ СТОКА

Создание водохранилищ и проведение мероприятий по регулированию стока требуют больших затрат материальных средств.

Единовременные капитальные вложения по гидроузлу с водохранилищем складываются из стоимости строительства водоподпорного, водосбросного, водозаборного сооружений и других устройств по регулированию стока K_c и затрат на компенсацию ущерба, нанесенного созданием водохранилища различным отраслям народного хозяйства и отдельным гражданам K_b :

$$K = K_c + K_b. \quad (4.160)$$

Капитальные вложения на строительство гидроузла K_c зависят от многих факторов: назначения и размеров гидроузла, района и условий строительства, принятых конструктивных решений.

Компенсационные вложения K_v состояются из затрат на следующие цели: перенос или восстановление зданий, сооружений, оборудования, транспортных средств и других основных фондов; восстановление на новом месте сельскохозяйственных угодий вместо затопленных водохранилищем; лесосводка в зоне постоянного затопления и посадка лесных насаждений на новом месте; рыбохозяйственное освоение водоема (строительство сооружений, обеспечивающих проход рыб в верховье рек на нерест, восстановление естественного воспроизводства проходных и полупроходных рыб, устройство нересто-выростных хозяйств и т. д.); транспортное освоение водохранилища — увеличение глубин, строительство шлюзов и пристаней, оборудование подходов к ним и т. п.; санитарная подготовка ложа водохранилища перед затоплением; инженерная защита от затопления и подтопления населенных пунктов, городов, отдельных предприятий; сохранение (ограждение или перенос) исторических памятников, попадающих в зону затопления.

На основе сметно-финансовых расчетов определяют общие капитальные вложения на сооружение водохранилища K .

На стадии составления технико-экономических обоснований, схем, а также сравнительных оценок при разработке технических (технорабочих) проектов пользуются Нормативами удельных капитальных вложений в водохозяйственное строительство (Минводхоз СССР, 1973).

При проектировании водохранилищ обычно рассматривается несколько вариантов. Для оценок их экономической эффективности определяют удельные стоимостные показатели (к. на 1 м^3): стоимость 1 м^3 воды, задержанной в водохранилище

$$c_1 = (K/V_{\text{нпу}}) 100; \quad (4.161)$$

стоимость 1 м^3 воды в полезном объеме

$$c_2 = (K/V_{\text{плз}}) 100 \quad (4.162)$$

и себестоимость 1 м^3 воды, забираемой потребителями, отнесенная к створу плотины

$$c = (I/U_r) 100, \quad (4.163)$$

где I — ежегодные издержки, р.; U_r — объем отдачи за год, м^3 .

Ежегодные издержки включают отчисления на амортизацию (восстановление), капитальный ремонт, эксплуатационные расходы (содержание штата, текущий ремонт, охрана, административно-хозяйственные расходы, противопаводковые работы, борьба с заилением, зарастанием водохранилища, с ледовыми явлениями и т. д.). Их устанавливают на основе нормативных документов и сметно-финансовых расчетов.

Приложение 1. Нормированные отклонения от среднего значения

C_s	Нормированные отклонения $\Phi(p, C_s)$											
	0,01	0,1	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50
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
0,10	3,94	3,23	2,68	2,40	1,92	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24	-0,02
0,20	4,16	3,33	2,78	2,47	1,96	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22	-0,03
0,30	4,38	3,52	2,89	2,54	2,00	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20	-0,05
0,40	4,61	3,66	2,98	2,61	2,04	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19	-0,07
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
0,60	5,05	3,96	3,17	2,75	2,12	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16	-0,10
0,70	5,28	4,10	3,27	2,82	2,15	1,82	1,33	0,79	0,59	0,43	0,14	-0,12
0,80	5,50	4,24	3,36	2,89	2,18	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12	-0,13
0,90	5,73	4,38	3,45	2,96	2,22	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11	-0,15
1,00	5,96	4,53	3,53	3,02	2,25	1,88	1,34	0,76	0,55	0,38	0,09	-0,16
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
2,10	—	6,04	4,36	3,65	2,53	2,01	1,29	0,59	0,37	0,18	-0,10	-0,32
2,20	—	6,14	4,42	3,68	2,54	2,02	1,27	0,57	0,35	0,16	-0,12	-0,33
2,30	—	6,26	4,46	3,73	2,57	2,01	1,26	0,55	0,32	0,14	-0,13	-0,34
2,40	—	6,37	4,51	3,78	2,60	2,00	1,25	0,52	0,29	0,12	-0,14	-0,35
2,50	—	6,50	4,55	3,82	2,62	2,00	1,23	0,50	0,27	0,10	-0,16	-0,36
2,60	—	6,54	4,60	3,86	2,63	2,00	1,21	0,48	0,25	0,085	-0,17	-0,37
2,70	—	6,75	4,64	3,92	2,64	2,00	1,19	0,46	0,24	0,070	-0,18	-0,38
2,80	—	6,86	4,68	3,96	2,65	2,00	1,18	0,44	0,22	0,057	-0,20	-0,39
2,90	—	7,00	4,72	4,01	2,66	1,99	1,15	0,41	0,20	0,041	-0,21	-0,39
3,00	—	7,10	4,75	4,05	2,66	1,97	1,13	0,39	0,19	0,027	-0,22	-0,40
3,10	—	7,23	4,78	4,09	2,66	1,97	1,11	0,37	0,17	0,010	-0,23	-0,40
3,20	—	7,35	4,82	4,11	2,66	1,96	1,09	0,35	0,15	-0,006	-0,25	-0,41

$$\text{ординат биномиальной кривой обеспеченности} \quad \frac{x_p - \bar{x}}{\sigma} = \frac{K_p - 1}{C_v} = \Phi(p, C_s)$$

при обеспеченности $p \%$

60	70	75	80	90	95	97	99	99,9	$\Phi_0 - \Phi_{95}$	$S = \frac{\chi_{95}^2 + \chi_{95}^2 - 2\chi_{50}^2}{\chi_{95}^2 - \chi_{95}^2}$
-0,25	-0,52	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-1,88	-2,33	-3,09	3,28	0,00
-0,27	-0,53	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-1,84	-2,25	-2,95	3,28	0,03
-0,28	-0,55	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-1,79	-2,18	-2,81	3,28	0,06
-0,30	-0,56	-0,70	-0,85	-1,24	-1,55	-1,75	-2,10	-2,67	3,27	0,08
-0,31	-0,57	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-1,70	-2,03	-2,54	3,27	0,11
-0,33	-0,58	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,66	-1,96	-2,40	3,26	0,14
-0,34	-0,59	-0,72	-0,85	-1,20	-1,45	-1,61	-1,88	-2,27	3,25	0,17
-0,36	-0,60	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,57	-1,81	-2,14	3,24	0,20
-0,37	-0,60	-0,73	-0,85	-1,17	-1,38	-1,52	-1,74	-2,02	3,22	0,22
-0,38	-0,61	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,47	-1,66	-1,90	3,21	0,25
-0,39	-0,62	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,42	-1,59	-1,79	3,20	0,28
-0,41	-0,62	-0,74	-0,85	-1,10	-1,28	-1,38	-1,52	-1,68	3,17	0,31
-0,42	-0,63	-0,74	-0,84	-1,08	-1,24	-1,33	-1,45	-1,58	3,16	0,34
-0,43	-0,63	-0,74	-0,84	-1,06	-1,20	-1,28	-1,38	-1,48	3,14	0,37
-0,44	-0,64	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,23	-1,32	-1,39	3,12	0,39
-0,45	-0,64	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,19	-1,26	-1,31	3,09	0,42
-0,46	-0,64	-0,73	-0,81	-0,99	-1,10	-1,14	-1,20	-1,24	3,07	0,45
-0,47	-0,64	-0,72	-0,81	-0,97	-1,06	-1,10	-1,14	-1,17	3,04	0,48
-0,48	-0,64	-0,72	-0,80	-0,94	-1,02	-1,06	-1,09	-1,11	3,01	0,51
-0,48	-0,64	-0,72	-0,79	-0,92	-0,98	-1,01	-1,04	-1,05	2,98	0,54
-0,49	-0,64	-0,71	-0,78	-0,90	-0,95	-0,97	-0,99	-1,00	2,95	0,57
-0,50	-0,64	-0,70	-0,76	-0,867	-0,914	-0,930	-0,945	-0,952	2,92	0,59
-0,50	-0,64	-0,69	-0,75	-0,842	-0,882	-0,895	-0,905	-0,909	2,89	0,62
-0,50	-0,63	-0,68	-0,74	-0,816	-0,850	-0,859	-0,867	-0,870	2,86	0,64
-0,51	-0,62	-0,67	-0,72	-0,792	-0,820	-0,827	-0,832	-0,833	2,82	0,67
-0,51	-0,62	-0,66	-0,71	-0,768	-0,790	-0,795	-0,799	-0,800	2,79	0,69
-0,51	-0,61	-0,66	-0,70	-0,746	-0,763	-0,766	-0,769	-0,769	2,76	0,72
-0,51	-0,61	-0,65	-0,68	-0,724	-0,736	-0,739	-0,740	-0,741	2,74	0,74
-0,51	-0,60	-0,64	-0,67	-0,703	-0,711	-0,713	-0,714	-0,714	2,71	0,76
-0,51	-0,60	-0,63	-0,65	-0,681	-0,688	-0,689	-0,690	-0,690	2,68	0,78
-0,51	-0,59	-0,62	-0,64	-0,661	-0,665	-0,667	-0,667	-0,667	2,64	0,80
-0,51	-0,58	-0,60	-0,62	-0,641	-0,644	-0,645	-0,645	-0,645	2,62	0,81
-0,51	-0,57	-0,59	-0,61	-0,622	-0,625	-0,625	-0,625	-0,625	2,59	0,83

Приложение 2. Ординаты кривой трехпараметрического гамма-распределения $C_s = 2C_v$

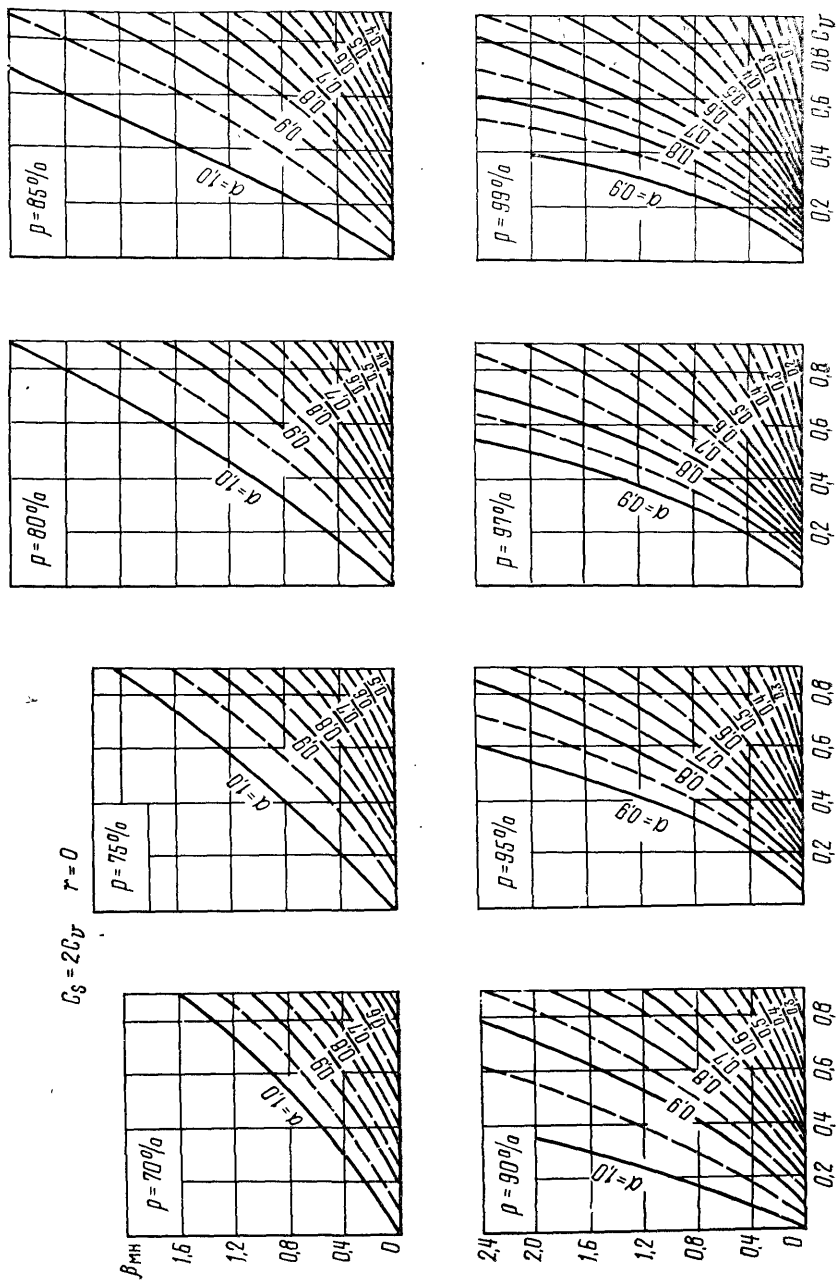
p %	Коэффициент изменчивости C_v														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
0,001	1,49	2,09	2,82	3,68	4,67	5,78	7,03	8,40	9,89	11,5	13,2	15,1	17,2	19,3	21,6
0,01	1,42	1,92	2,52	3,20	3,98	4,85	5,81	6,85	7,98	9,21	10,5	11,8	13,2	14,7	16,4
0,03	1,38	1,83	2,36	2,96	3,64	4,39	5,22	6,11	7,08	8,11	9,20	10,3	11,6	12,9	14,3
0,05	1,36	1,79	2,29	2,85	3,48	4,18	4,95	5,77	6,66	7,60	8,61	9,65	10,8	11,9	13,1
0,1	1,34	1,73	2,19	2,70	3,27	3,87	4,56	5,30	6,08	6,91	7,75	8,65	9,60	10,6	11,6
0,3	1,30	1,64	2,02	2,45	2,91	3,42	3,96	4,55	5,16	5,81	6,47	7,10	7,98	8,70	9,50
0,5	1,28	1,59	1,94	2,32	2,74	3,20	3,68	4,19	4,74	5,30	5,90	6,50	7,13	7,80	8,42
1	1,25	1,52	1,82	2,16	2,51	2,89	3,29	3,71	4,15	4,60	5,05	5,53	6,02	6,55	7,08
3	1,20	1,41	1,64	1,87	2,13	2,39	2,66	2,94	3,21	3,51	3,80	4,12	4,42	4,71	4,98
5	1,17	1,35	1,54	1,74	1,94	2,15	2,36	2,57	2,78	3,00	3,22	3,40	3,60	3,80	3,96
10	1,13	1,26	1,40	1,54	1,67	1,80	1,94	2,06	2,19	2,30	2,40	2,50	2,57	2,64	2,70
20	1,08	1,16	1,24	1,31	1,38	1,44	1,50	1,54	1,58	1,61	1,62	1,63	1,62	1,61	1,59
25	1,06	1,13	1,18	1,23	1,28	1,31	1,34	1,37	1,38	1,39	1,39	1,35	1,33	1,31	1,28
30	1,05	1,09	1,13	1,16	1,19	1,21	1,22	1,22	1,22	1,20	1,18	1,14	1,11	1,08	1,04
40	1,02	1,04	1,05	1,05	1,04	1,03	1,01	0,984	0,955	0,916	0,870	0,830	0,770	0,725	0,670
50	0,997	0,986	0,970	0,948	0,918	0,886	0,846	0,800	0,748	0,693	0,640	0,580	0,520	0,460	0,405
60	0,972	0,938	0,898	0,852	0,803	0,748	0,692	0,632	0,568	0,511	0,450	0,390	0,334	0,283	0,234
70	0,945	0,886	0,823	0,760	0,691	0,622	0,552	0,488	0,424	0,357	0,300	0,250	0,203	0,155	0,120
75	0,931	0,858	0,784	0,708	0,634	0,556	0,489	0,416	0,352	0,288	0,241	0,193	0,146	0,106	0,077
80	0,915	0,830	0,745	0,656	0,574	0,496	0,419	0,352	0,280	0,223	0,175	0,130	0,094	0,065	0,046
90	0,874	0,754	0,640	0,532	0,436	0,352	0,272	0,208	0,154	0,105	0,074	0,049	0,030	0,016	0,009
95	0,842	0,696	0,565	0,448	0,342	0,256	0,181	0,120	0,082	0,051	0,030	0,016	0,009	0,004	0,002
97	0,821	0,660	0,517	0,392	0,288	0,202	0,139	0,088	0,046	0,020	0,016	0,008	0,004	0,002	0,001
99	0,782	0,594	0,436	0,304	0,206	0,130	0,076	0,040	0,019	0,010	0,005	0,002	0,0010	0,2·10 ⁻³	0,8·10 ⁻⁴

Приложение 3. Коэффициенты шероховатости для рек
по М. Ф. Срибному

Категории	Характеристика русла	n	y
<i>Равнинные реки</i>			
I	Прямолинейные участки канализованных рек в плотных грунтах с тонким слоем илистых отложений	0,020	1/6
II	Извилистые участки канализованных рек в плотных грунтах с тонким слоем илистых отложений	0,022	
III	Естественные земляные русла в весьма благоприятных условиях, чистые и прямые, со спокойным течением	0,025	
IV	Галечные и гравийные русла в таких же условиях	0,030	1/5
V	Русла постоянных водотоков, преимущественно больших и средних рек в благоприятных условиях состояния ложа и течения воды	0,035	
VI	Сравнительно чистые русла постоянных водотоков в обычных условиях, извилистые с некоторыми неправильностями в направлении струй или же прямые, но с неправильностями в рельефе дна (отмели, промоины, местами камни). Незаросшие ровные поймы	0,040	
VII	Русла больших и средних рек, значительно засоренные, извилистые и частично заросшие, каменистые с беспокойным течением. Поймы больших и средних рек, сравнительно разработанные, покрытые нормальным количеством растительности (травы, кустарники)	0,050	1 4
VIII	Русла периодических водотоков, сильно засоренные и извилистые. Сравнительно заросшие, неровные, плохо разработанные поймы рек (промоины, кустарники, деревья, наличие заводей). Порожистые участки равнинных рек	0,065	
IX	Русла и поймы, весьма значительно заросшие (со слабым течением) с большими глубокими промоинами	0,080	1/3
X	Поймы такие же, как в предыдущей категории, но с сильно неправильными косоструйными течениями, с заводями и пр.	0,100	
XI	Реки болотного типа (заросли, кочки, во многих местах почти стоячая вода и пр.). Поймы лесистые с очень большими мертвыми пространствами, с местными углублениями, озерами и пр.	0,140	
XII	Глухие поймы, сплошь лесные, таежного типа	0,200	1/2

Категории	Характеристика русла	<i>n</i>	<i>y</i>
<i>Горные реки и периодические водотоки</i>			
I	Искусственные отводы русел рек, весьма чисто высеченные в скале	0,020	1/6
II	То же, при посредственной обработке поверхности	0,022	
III	Естественные русла рек горного происхождения, но с небольшими уклонами в весьма благоприятных условиях; чистые, прямые, земляные (глина, песок, мелкий гравий) русла с уклоном 0,0005...0,0008	0,025	
IV	Галечно-гравийные русла в таких же условиях, $I=0,0008...0,001$	0,030	1/5
V	Периодические водотоки (большие и малые) при очень хорошем состоянии поверхности и формы ложа. Галечно-гравийные русла такие же, как в предыдущей категории, но с более крупной галькой, $I=0,001...0,003$	0,035	
VI	Земляные русла периодических водотоков (сухих логов) в благоприятных условиях. Правильно, хорошо разработанные галечные русла горных рек в нижнем течении, $I=0,003...0,007$	0,040	
VII	Русла (больших и средних рек) значительно засоренные, извилистые и частично заросшие, каменистые с беспокойным течением. Периодические (ливневые и весенние) водотоки с крупногалечным покрытием ложа или с растительностью, $I=0,007...0,015$	0,050	1/4
VIII	Русла периодических водотоков, сильно засоренные и извилистые. Галечно-валунные русла горного типа (в среднем течении) с ненормальной поверхностью водного зеркала, $I=0,015...0,05$	0,065	
IX	Валунные, горного типа русла горных рек (в средней и верхней частях) и периодических водотоков с бурным пенистым течением с изрытой поверхностью водного зеркала (с летящими вверх брызгами воды), $I=0,05...0,09$	0,080	1/3
X	Горно-водопадного типа русла преимущественно в верхнем течении с крупновалунным и извилистым строением ложа; перепады ярко выражены, пенистость настолько сильна, что вода имеет белый цвет, шум потока доминирует над всеми остальными звуками, $I=0,09...0,20$	0,100	
XI	Характеристика горных рек та же, что и предыдущей категории, но с более сильным сопротивлением	0,140	
XII	Предельно высокое сопротивление горных рек	0,200	1/2

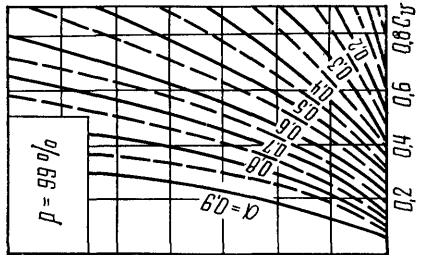
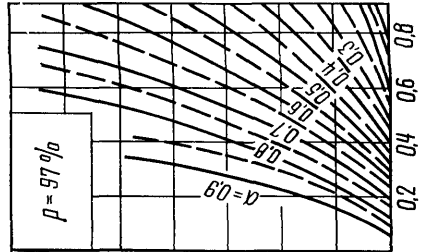
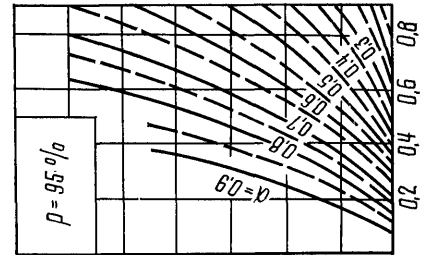
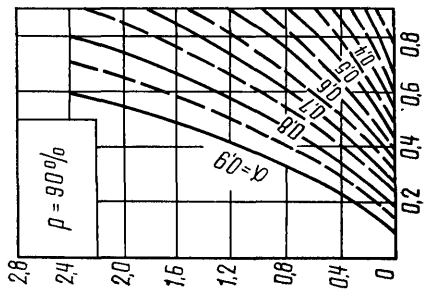
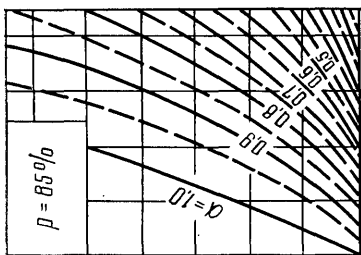
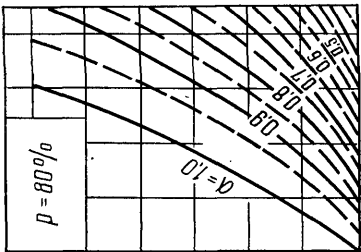
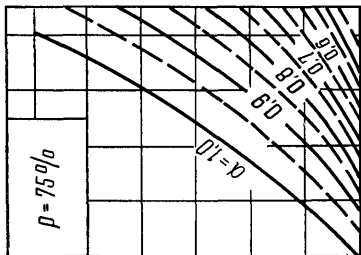
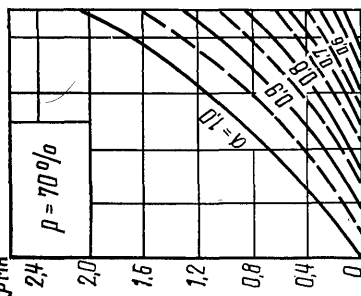
Приложение 4 Графики зависимости $\beta_{\text{МН}} = f(c_{\text{У}}, \alpha, z)$ при $c_{\text{С}} = 2c_{\text{У}}$ и $c_{\text{С}} = c_{\text{У}}$



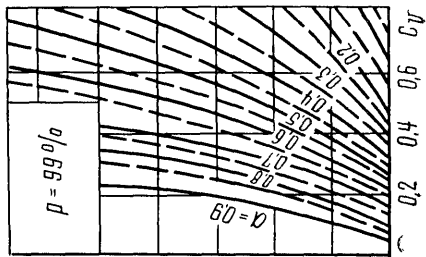
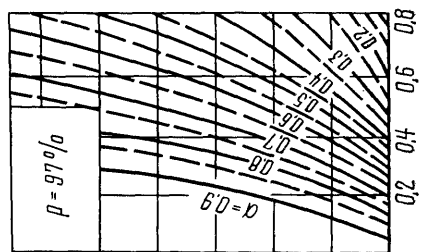
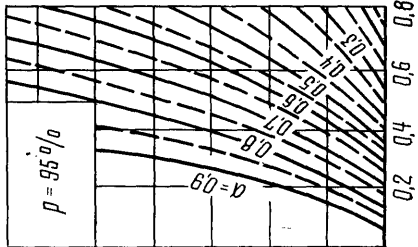
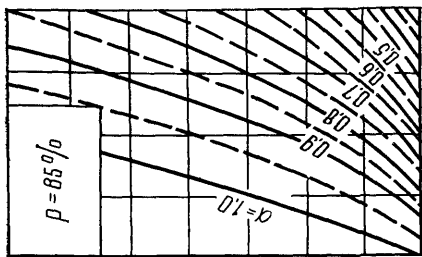
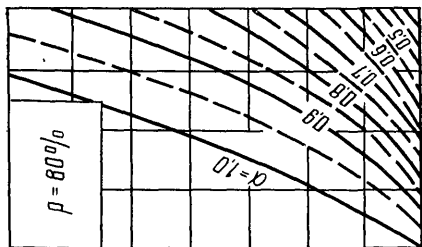
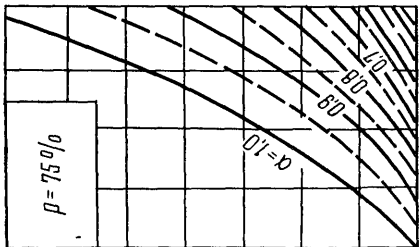
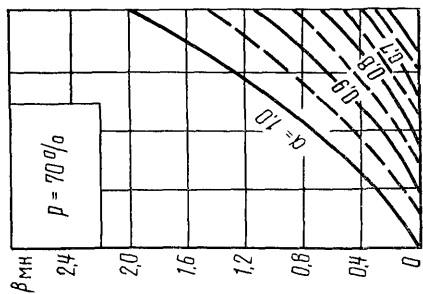
Продолжение

$$\bar{c}_S = 2C_V \quad \gamma = 0.3$$

$\beta_{\text{мн}}$

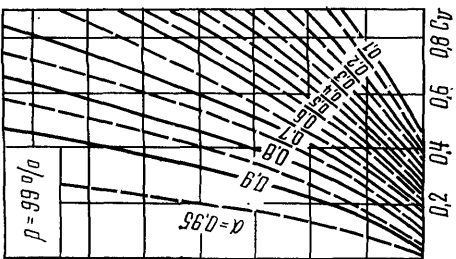
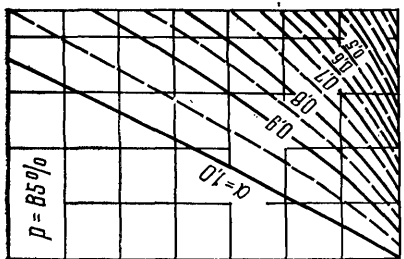
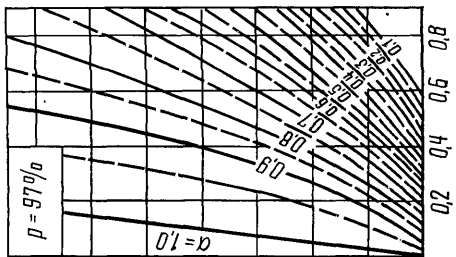
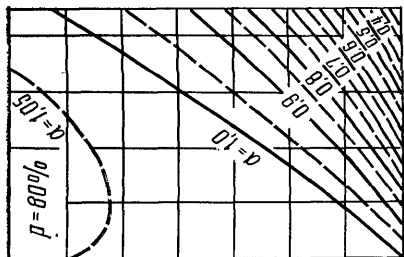
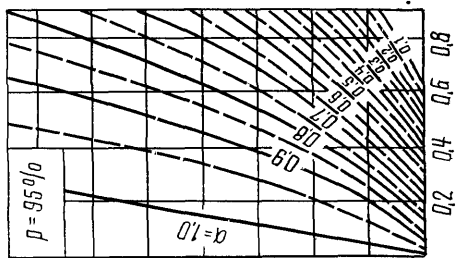
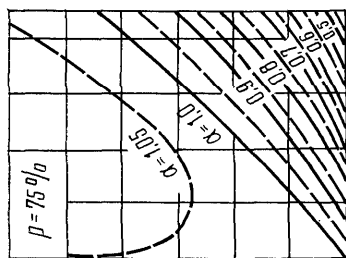
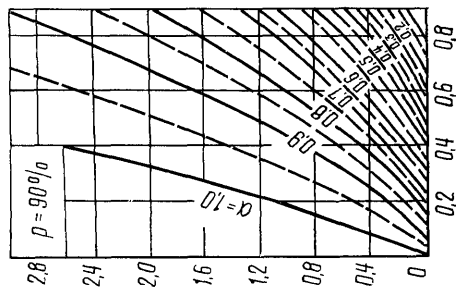
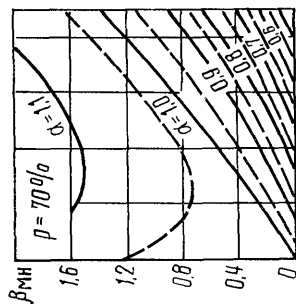


$$C_3 \approx 2C_1 \quad r = 0.5$$



Приложение

$$\tau = 0 \quad G_2 = G \cdot \tau$$



Приложение 5. Таблица случайных чисел

86 515	90 795	66 155	66 434	56 558	12 332	94 377	57 802
69 186	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	49 286	89 571	42 903

Приложение 6. Гидравлическая крупность наносов w (см/с)
при температуре воды $t=15^\circ\text{C}$ в зависимости от диаметра частиц d (мм)

<i>Турбулентный режим осаднения</i>						
d	100	80	50	30	20	15
w	140	125	98,8	76,6	62,5	54,1
d	10	1,0	5,0	4,0	3,0	2,5
w	44,2	37,0	31,2	28,0	24,2	22,1
<i>Переходный режим осаднения</i>						
d	2,2	2,0	1,8	1,5	1,2	1,0
w	20,4	19,2	17,7	15,4	12,8	11,0
d	0,80	0,50	0,30	0,20	0,10	
w	8,95	5,55	2,95	1,74	0,610	
<i>Ламинарный режим осаднения</i>						
d	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01	
w	0,195	0,125	0,070	0,0031	0,0078	
d	0,005	0,004	0,002	0,001		
w	0,0020	0,0012	0,00031	0,00008		

Приложение 7. Поправочные коэффициенты к гидравлической крупности
при $t=15^\circ\text{C}$

$d, \text{ мм}$	$t, ^\circ\text{C}$				
	0 ... 2	3 ... 7	8 ... 12	13 ... 17	18 ... 22
2,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,50	0,92	0,94	0,97	1,00	1,04
1,10	0,83	0,87	0,93	1,00	1,07
0,50	0,74	0,81	0,90	1,00	1,11
0,20	0,69	0,77	0,82	1,00	1,13
0,10	0,67	0,76	0,87	1,00	1,14
$\leq 0,05$	0,66	0,75	0,87	1,00	1,14

Приложение 8. Коэффициенты Шези по формуле Г. В. Железникова

$R(t_{cp}), м$	n									
	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,040	0,050	0,080	0,10	0,20
0,1	80,7	49,2	34,5	26,0	20,5	14,1	10,5	5,47	3,92	1,01
0,2	86,3	54,3	38,7	29,7	23,8	16,8	12,7	7,00	5,20	1,79
0,3	89,7	57,3	41,4	32,1	26,0	18,6	14,3	8,09	6,13	2,37
0,4	92,1	59,5	43,4	33,9	27,6	20,0	15,5	8,98	6,89	2,86
0,5	94,0	61,2	44,9	35,3	28,9	21,1	16,5	9,73	7,54	3,29
0,6	95,6	62,6	46,2	36,5	30,0	22,7	17,4	10,4	8,12	3,68
0,7	96,9	63,8	47,4	37,6	31,0	22,9	18,1	11,0	8,65	4,04
0,8	98,0	64,9	48,3	38,4	31,8	23,7	18,8	11,5	9,13	4,38
0,9	99,1	65,8	49,2	39,3	32,6	24,4	19,4	12,0	9,58	4,69
1,0	100	66,7	50,0	40,0	33,3	25,0	20,0	12,5	10,0	5,00
1,2	102	68,2	51,4	41,3	34,5	26,1	21,0	13,3	10,8	5,56
1,4	103	69,4	52,6	42,4	35,6	27,1	21,9	14,1	11,4	6,07
0,6	104	70,5	53,6	43,4	36,5	27,9	22,7	14,8	12,1	6,55
1,8	105	71,5	54,5	44,3	37,4	28,7	23,4	15,4	12,6	7,00
2,0	106	72,4	55,4	45,1	38,1	29,4	24,1	16,0	13,2	7,43
2,5	108	74,3	57,2	46,8	39,8	31,0	25,6	17,2	14,4	8,41
3,0	110	75,8	58,6	48,2	41,1	32,2	26,8	18,3	15,4	9,28
3,5	111	77,1	59,9	49,4	42,3	33,3	27,8	19,3	16,3	10,1

4,0	112	78,3	61,0	50,5	43,3	34,3	28,8	20,2	17,1	10,8
4,5	113	79,3	61,9	51,4	44,2	35,2	29,6	20,9	17,9	11,5
5,0	114	80,2	62,8	52,2	45,1	36,0	30,4	21,6	18,6	12,1
5,5	115	81,0	63,6	53,0	45,8	36,7	31,1	22,3	19,2	12,7
6,0	116	81,8	64,4	53,7	46,5	37,4	31,7	22,9	19,8	13,2
6,5	117	82,5	65,9	54,4	47,2	38,0	32,3	23,5	20,4	13,8
7,0	117	83,1	65,6	55,0	47,8	38,6	32,9	24,0	21,0	14,2
7,5	118	83,7	66,2	55,6	48,3	39,1	33,4	24,5	21,4	14,7
8,0	119	84,3	66,8	56,1	48,8	39,6	33,9	25,0	21,0	15,2
8,5	119	84,8	67,3	56,6	49,4	40,1	34,4	25,4	22,3	15,6
9,0	120	85,4	67,8	57,1	49,8	40,6	34,8	25,9	22,7	16,0
9,5	120	85,8	68,3	57,6	50,3	41,0	35,3	26,3	23,1	16,4
10,0	121	86,3	68,7	58,0	50,7	41,4	35,7	26,7	23,5	16,8
11	122	87,1	69,5	58,8	51,5	42,2	36,4	27,4	24,2	17,5
12	122	87,9	70,3	59,5	52,2	42,9	37,2	28,1	24,9	18,1
13	123	88,6	71,0	60,2	52,9	43,6	37,8	28,7	25,5	18,7
14	124	89,3	71,6	60,9	53,5	44,2	38,4	29,3	26,1	19,3
15	124	89,9	72,2	61,5	54,1	44,8	39,0	29,9	26,7	19,8
16	125	90,5	72,8	62,0	54,6	45,3	39,5	30,4	27,2	20,4
17	126	91,0	73,3	62,5	55,2	45,8	40,0	30,9	27,7	20,8
18	126	91,6	73,8	63,0	55,7	46,3	40,5	31,4	28,2	21,3
19	126	92,0	74,3	63,5	56,1	46,8	40,9	31,8	28,6	21,8
20	127	92,5	74,8	64,0	56,6	47,2	41,4	32,2	29,0	22,2

Приложение 9. Значения показателя u по формуле Г. В. Железнякова

$R(t_{\text{ep}})^{\text{м}}$	n													
	0,01	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,045	0,050	0,08	0,10	0,13	0,16	0,20
0,1	0,093	0,130	0,161	0,187	0,210	0,230	0,248	0,264	0,280	0,358	0,406	0,479	0,560	0,691
0,2	0,091	0,127	0,158	0,185	0,208	0,229	0,247	0,264	0,280	0,360	0,406	0,472	0,540	0,636
0,3	0,090	0,126	0,156	0,183	0,206	0,227	0,246	0,264	0,280	0,360	0,406	0,469	0,532	0,617
0,4	0,089	0,124	0,155	0,181	0,205	0,226	0,245	0,263	0,279	0,360	0,405	0,468	0,528	0,607
0,5	0,089	0,124	0,154	0,180	0,204	0,225	0,244	0,262	0,278	0,360	0,405	0,467	0,525	0,601
0,7	0,088	0,122	0,152	0,178	0,202	0,223	0,242	0,260	0,277	0,359	0,404	0,465	0,521	0,592
0,9	0,087	0,121	0,151	0,177	0,200	0,221	0,241	0,258	0,275	0,358	0,404	0,464	0,519	0,587
1,2	0,086	0,120	0,149	0,175	0,198	0,219	0,236	0,256	0,273	0,356	0,402	0,462	0,516	0,581
1,6	0,086	0,119	0,148	0,173	0,196	0,217	0,236	0,254	0,271	0,354	0,400	0,459	0,512	0,576
2,0	0,085	0,118	0,146	0,172	0,194	0,215	0,234	0,252	0,269	0,352	0,398	0,457	0,509	0,572
3,0	0,084	0,116	0,144	0,169	0,191	0,212	0,231	0,248	0,265	0,348	0,393	0,451	0,502	0,562
4,0	0,084	0,115	0,143	0,167	0,189	0,209	0,228	0,246	0,262	0,344	0,388	0,446	0,496	0,555
5,0	0,083	0,114	0,141	0,166	0,187	0,207	0,226	0,248	0,259	0,340	0,384	0,441	0,491	0,548
6,0	0,083	0,114	0,140	0,164	0,186	0,206	0,224	0,241	0,257	0,338	0,381	0,437	0,486	0,542
7,0	0,082	0,113	0,140	0,163	0,185	0,204	0,222	0,239	0,255	0,335	0,378	0,434	0,482	0,537
8,0	0,082	0,112	0,139	0,162	0,184	0,203	0,221	0,238	0,254	0,333	0,375	0,430	0,478	0,532
9,0	0,082	0,112	0,138	0,162	0,183	0,202	0,220	0,237	0,252	0,330	0,373	0,427	0,474	0,528
10,0	0,081	0,112	0,138	0,161	0,182	0,201	0,219	0,235	0,251	0,329	0,371	0,424	0,471	0,524
12,0	0,081	0,111	0,137	0,160	0,180	0,199	0,217	0,233	0,249	0,325	0,367	0,420	0,465	0,517
14,0	0,081	0,110	0,136	0,159	0,179	0,198	0,215	0,232	0,247	0,322	0,363	0,415	0,460	0,511
16,0	0,080	0,110	0,135	0,158	0,178	0,197	0,214	0,230	0,245	0,320	0,360	0,412	0,455	0,505
17,0	0,080	0,109	0,134	0,157	0,177	0,196	0,213	0,228	0,243	0,318	0,337	0,408	0,451	0,501
20,0	0,080	0,109	0,134	0,156	0,176	0,195	0,212	0,222	0,242	0,316	0,355	0,405	0,448	0,497

- Бефани Н. Ф., Калинин Г. П. Упражнения и методические разработки по гидрологическим прогнозам. — Л.: Гидрометеоздат, 1983. — 392 с.
- Бочкарев Я. В., Овчаров Е. Е. Основы автоматики и автоматизации производственных процессов в гидромелиорации. — М.: Колос, 1981. — 336 с.
- Виссмен У., Харбаф Т., Кнэпп Д. Введение в гидрологию/Под ред. А. Н. Бефани — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 472 с.
- Гидротехнические сооружения. Справочник проектировщика/Г. В. Железняков, Ю. А. Ибад-заде, П. Л. Иванов и др. Под ред. В. П. Недрига — М.: Стройиздат, 1983. — 544 с.
- Железняков Г. В. Теория гидрометрии. — Л.: Гидрометеоздат, 1976. — 344 с.
- Железняков Г. В. Пропускная способность русл каналов и рек. — Л.: Гидрометеоздат, 1981. — 312 с.
- Знаменская Н. С. Донные наносы и русловые процессы. — Л.: Гидрометеоздат, 1976. — 192 с.
- Иванов А. Н., Неговская Т. А. Гидрология и регулирование стока. — М.: Колос, 1979. — 384 с.
- Карасев И. Ф. Речная гидрометрия и учет водных ресурсов. — Л.: Гидрометеоздат, 1980. — 312 с.
- Караушев А. В. Теория и методы расчета речных наносов. — Л.: Гидрометеоздат, 1977. — 272 с.
- Картвелишвили Н. А. Стохастическая гидрология. — Л.: Гидрометеоздат, 1982. — 165 с.
- Кондратьев Н. Е., Попов И. В., Сنيщенко Б. Ф. Основы гидроморфологической теории руслового процесса. — Л.: Гидрометеоздат, 1982. — 272 с.
- Крицкий С. Н., Менкель М. Ф. Гидрологические основы управления речным стоком. — М.: Наука, 1981. — 250 с.
- Лапшенков В. С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов. — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 240 с.
- Лучшева А. А. Практическая гидрометрия. — Л.: Гидрометеоздат, 1983. — 424 с.
- Мезенцев В. С. Гидрологические расчеты в мелиоративных целях. — Омск, 1982. — 80 с.
- Музылев С. В., Привальский В. Е., Раткович Д. Я. Стохастические модели в инженерной гидрологии. — М.: Наука, 1982. — 182 с.
- Перевозников Б. Ф. Расчеты максимального стока при проектировании дорожных сооружений. — М.: Транспорт, 1975. — 304 с.
- Попов Е. Г. Гидрологические прогнозы. — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 256 с.
- Раткович Д. Я. Многолетние колебания речного стока. — Л.: Гидрометеоздат, 1976. — 256 с.
- Сванидзе Г. Г. Математическое моделирование гидрологических рядов. — Л.: Гидрометеоздат, 1977. — 296 с.
- Харченко С. И. Гидрология орошаемых земель. — Л.: Гидрометеоздат, 1975. — 274 с.
- Шебеко В. Ф., Закржевский П. И., Брагилевская Э. А. Гидрологические расчеты при проектировании осушительных и осушительно-увлажнительных систем. — Л.: Гидрометеоздат, 1980. — 312 с.
- Шикломанов И. А. Антропогенные изменения водности рек. — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 304 с.
- Шумков И. Г. Речная аэрогидрометрия. — Л.: Гидрометеоздат, 1982. — 208 с.

Аэрогидрометрия 82

Баланс водный 9

— водохозяйственный 292

Бассейн речной 11

— аналог 197

Батометр длительного наполнения 117

— донный 120

— мгновенного наполнения 117

— вакуумный 117

Болото 137

Вероятность полная 370

— условная 370

— наполнения 370

— отдачи 374

— сбросов 376

Вертикаль глубинная 50

— скоростная 53, 69

Вертушка гидрометрическая 60

Ветровой нагон 306

— накат 307

Водоем 4

Водопользователи 289

Водопотребители 289

Водораздельная линия 25

Водосбор 4

Водоток 4

— временный 25

— постоянный 25

Водохранилище 4, 287, 297

— запасное 294

— противопаводочное 294

— комплексное 294

Воды поверхностные 3

Гидрограф 116

Гидрометрический груз 49

Гидрометрическая переправа 78

Гидрометрия 5

Гидрология 3

— инженерная 4

Год гидрологический 12

— бесперебойный 364

— безусловно перебойный 364

— условно перебойный 364

Глубина воды местная 48

— — средняя 30

Деформации русловые 272

Диспетчерский график 383

Зажор 129

Заилнение водохранилищ 318

Закраины 131

Затор 131

Изобаты 51

Излучина реки 29, 276

Изогипеты 188

Изотакхи 55

Изохроны 219

Интенсивность водоотдачи 217

Инфильтрация 221

Испаряемость 178

Кадастр водный 122

Кинематический эффект безнапорного потока 32

Коэффициент асимметрии 148

— вариации 148

— зарегулирование стока 357

— кориолиса 56, 92

— стока 13, 17

— Шези 54, 92

— шероховатости 92

Корреляционные зависимости 158

Кривые батиграфические 302

Кривая объемная 305

— полная интегральная 342

— разностная интегральная 353

— распределения вероятностей 145, 146

— расходов воды 106

— площадей живых сечений 107

— средний скоростей потока 107

— сокращенная интегральная 352

— тахиграфическая 55

Круговорот воды в природе 8

Крупность наносов гидравлическая 248

Лед внутриводный 128

Ледостав 130

Ледоход 131

Лимниграф 39

Лоток гидрометрический 98

Лот 49

Лучевой масштаб 343

Меандрирование 29
Межень 126
Метод балансовый 332
— наибольшего правдоподобия 156
— обобщенный 362
Модель расхода потока жидкости 75
Моделирование гидрологического процесса 161, 378
Модуль стока 16
Мутность воды 246

Наледь 130
Наносы взвешенные 246, 251
— влекомые 246, 256
— донные 246
Наносоудерживающая способность 324
Норма гидрологических величин 13, 194
Нуль графика гидрологического поста 38

Обеспеченность гидрологической величины 45, 144
Объем водохранилища 299
— динамический 303
— мертвый 299, 301
— полезный 301
— полный 300
— статический 303
— форсировки 301
Объем стока 115
Озера 131, 132
Отдача из водохранилища полезная 328
— полная 329

Паводок 125
Перекат 29
Переправа гидрометрическая 78
Периметр смоченный 30
Плес 29
Площадь живого сечения 53, 74
— водного сечения 30
Повторяемость гидрологической величины 45, 130
Поплавок гидрометрический 57
Поплавок-интегратор 58
Побочень 29
Пойма 27
Покров ледяной 36
Половодье 125
Пост водомерный 38
— гидрологический 38
Прогноз гидрологический 278
Профиль водотока поперечный 30
— реки продольный 31
— скорости 53, 79
Профилограф гидрометрический 49
Пульсация скорости течения жидкости 53

Пруд 299
Пяты 130

Радиус гидравлический 30
Распределение стока внутригодовое 205
Расход воды 74
— динамический 56
— наносов 116
Регулирование речного стока 5, 287
— суточное 294
— недельное 295
— краткосрочное 296
— сезонное 296, 354
— многолетнее 296, 357, 362
— каскадное 297, 389
— компенсирующее 297, 387
Режим работы водохранилища одноктактный 333
— двухтактный 334
— многотактный 333
Режим гидрологический 126
— ледовый 128
Ресурсы водные 17
Русло реки 26

Сальтация наносов 246
Сейши 135
Селевой поток 264
Система речная 24
Скорость динамическая 54
— донная средняя 55
— критическая гидрометрической вертушки 64
— местная мгновенная 53
— начальная вертушки 64
— средняя потока 55
— средняя на вертикали 54
Способность потока транспортирующая 256
Створ гидрометрический 76
Сток воды 16
— наносов 121
— дождевой 235
— максимальный 220
— минимальный 240
— поверхностный 11, 217
— подземный 11
— речной 12
Стратификация термическая обратная 137
— прямая 136
Суммарное испарение 176

Теоретическая кривая обеспеченности 150
Трубка гидрометрическая 64
Уравнение водного баланса 11
Уровень воды 38
— квардильянный 46

- медианный 45
- модальный 45
- рабочий 52
- срезочный 52

Уровни воды соответственные 281

Уровень воды в водохранилище 299

— — — — мертвого объема 300

— — — — нормальный подпорный 300

— — — — форсированный подпорный 301, 391

Цикличность стока 194, 196

Циркуляция поперечная 33

Шуга 128

Штанга гидрометрическая 48

Экстраполяция кривой расходов воды 112

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
Часть 1. Общие вопросы гидрологии	8
1.1. Круговорот воды в природе	8
1.2. Водный баланс	9
1.2.1. Уравнение водного баланса речных бассейнов	11
1.2.2. Связь теплового и водного балансов суши	13
1.2.3. Единицы измерения стока воды	16
1.3. Водные ресурсы Земли	17
1.3.1. Мировые запасы воды	17
1.3.2. Водные ресурсы СССР	18
1.3.3. Влияние антропогенной деятельности и урбанизации на водные ресурсы	19
1.4. Охрана водных ресурсов	22
1.5. Речная система	24
1.5.1. Бассейн и долина реки	25
1.5.2. Пойма и русло реки	26
1.5.3. Поперечный и продольный профиль реки	30
1.6. Особенности кинематики речного потока	32
1.6.1. Кинематический эффект безнапорного потока	32
1.6.2. Поперечная циркуляция	33
1.7. Использование космических методов в гидрологии	35
Часть 2. Гидрометрия	38
2.1. Уровни воды	38
2.1.1. Реечный и свайный водомерные посты	39
2.1.2. Самописцы уровня воды	40
2.1.3. Определение продольных уклонов свободной поверхности воды	42
2.1.4. Обработка уровней воды	44
2.1.5. Измерение температуры, прозрачности и цвета воды, толщины льда, шуги и снега на льду	46
2.2. Глубины потока воды	48
2.2.1. Гидрометрическая штанга и лот. Гидрометрические профилографы	48
2.2.2. Методика измерения глубин потока	50
2.2.3. Обработка данных измерения глубин воды	51
2.3. Скорости течения воды	52
2.3.1. Распределение скоростей в потоке	52
2.3.2. Приборы для измерения скоростей течения воды	57
2.3.3. Методика измерения скоростей течения воды	69
2.4. Расходы воды	74
2.4.1. Общие принципы определения расходов воды	74
2.4.2. Определение расходов воды по местным скоростям и глубинам потока	77
2.4.3. Определение расходов воды аэрогидрометрическим методом	82
2.4.4. Гидравлическое обоснование аэрогидрометрического метода определения расходов воды	85

2.4.5. Определение расходов воды способом смешения	89
2.4.6. Определение расходов воды по уклону и живому сечению	91
2.4.7. Определение расходов воды водосливами и гидрометрическими лотками	93
2.4.8. Определение расходов воды в ирригационных каналах	99
2.4.9. Определение расходов воды в напорных трубопроводах	101
2.5. Связь между уровнями и расходами воды	106
2.5.1. Однозначная зависимость уровней от расходов воды	106
2.5.2. Неоднозначная зависимость уровней от расходов воды	109
2.5.3. Экстраполяция зависимости уровней от расходов воды	112
2.5.4. Определение стока воды	115
2.6. Определение расходов и стока наносов	116
2.6.1. Определение расходов взвешенных наносов	116
2.6.2. Определение расходов влекомых наносов	120
2.6.3. Определение стока наносов	121
2.7. Водный кадастр	122
Часть 3. Гидрология суши	125
3.1. Режим рек, Озера и болота	125
3.1.1. Типы питания рек. Фазы водного режима	125
3.1.2. Распределение стока по сезонам. Классификация рек СССР	126
3.1.3. Ледовый режим рек	128
3.1.4. Классификация и водный баланс озер	131
3.1.5. Ветровые волны и сейши	134
3.1.6. Замерзание озер	136
3.1.7. Болота, их образование и классификация	137
3.1.8. Гидрологические особенности болот	139
3.2. Статистические методы исследований и расчетов стока	143
3.2.1. Обоснование применения статистических методов в гидрологии	143
3.2.2. Обеспеченность гидрологической характеристики. Формулы эмпирической обеспеченности	144
3.2.3. Кривые распределения и их параметры	145
3.2.4. Теоретические кривые обеспеченности	149
3.2.5. Проверка теоретической кривой обеспеченности. Клетчатка вероятностей	154
3.2.6. Определение параметров теоретической кривой обеспеченности и их точность	155
3.2.7. Корреляция	158
3.2.8. Математическое моделирование гидрологических рядов	161
3.3. Физико-географические факторы стока	166
3.3.1. Испарение с водной поверхности	166
3.3.2. Испарение с поверхности снега и льда	172
3.3.3. Испарение с поверхности почвы и растительного покрова	173
3.3.4. Суммарное испарение	176
3.3.5. Атмосферные осадки	180
3.3.6. Факторы подстилающей поверхности	190
3.4. Годовой сток и его распределение	194
3.4.1. Характеристика годового стока	194
3.4.2. Определение нормы стока	195
3.4.3. Изменчивость годового стока	201
3.4.4. Внутригодовое распределение стока	205
3.4.5. Расчет внутригодового распределения стока при наличии данных гидрометрических наблюдений	207
3.4.6. Построение кривой обеспеченности суточных расходов воды	212
3.4.7. Расчет внутригодового распределения стока при отсутствии или недостаточности гидрометрических наблюдений	213
3.5. Формирование поверхностного стока	215
3.5.1. Стеkanie, поверхностная аккумуляция, инфильтрация	215
3.5.2. Гидромеханический анализ поверхностного стока воды	217
3.6. Максимальный и минимальный сток	<u>220</u>

3.6.1. Факторы весеннего половодья	220
3.6.2. Факторы дождевого стока	222
3.6.3. Общие указания по определению максимальных расходов воды	225
3.6.4. Расчет максимальных расходов воды при наличии данных наблюдений	226
3.6.5. Расчет максимальных расходов талых вод при отсутствии или недостаточности гидрометрических данных	230
3.6.6. Расчет максимальных расходов дождевых паводков при отсутствии данных наблюдений	235
3.6.7. Расчетные расходы при проектировании осушительных систем	238
3.6.8. Минимальный сток и условия его формирования	240
3.6.9. Расчет минимального стока	243
3.7. Речные наносы	243
3.7.1. Общие сведения о двухфазных потоках	246
3.7.2. Движение взвешенных наносов	250
3.7.3. Расчет годового стока взвешенных наносов	254
3.7.4. Движение влекомых наносов	256
3.7.5. Расчет расхода наносов	262
3.7.6. Селевые потоки	264
3.8. Руслевые процессы	266
3.8.1. Взаимодействие между потоком и руслом	266
3.8.2. Руслевые деформации	272
3.8.3. Типы руслевых процессов	273
3.9. Гидрологические прогнозы	278
3.9.1. Прогнозы уровней и расходов воды в реках	280
3.9.2. Прогноз стока по запасам воды в руслах	283
3.9.3. Долгосрочный прогноз объема половодья	285

Часть 4. Регулирование речного стока 287

4.1. Задачи и виды регулирования стока	287
4.1.1. Задачи регулирования стока	287
4.1.2. Водопотребление и водопользование. Виды регулирования стока	289
4.2. Водохранилища и их характеристики	297
4.2.1. Назначение и классификация водохранилищ	297
4.2.2. Основные составляющие объема и нормативные уровни водохранилищ	299
4.2.3. Батиграфические характеристики водохранилищ	302
4.2.4. Стоно-нагонные колебания уровней воды в водохранилищах	306
4.3. Потери воды из водохранилища	310
4.3.1. Потери воды на испарение	311
4.3.2. Потери воды на фильтрацию	314
4.3.3. Потери воды на ледообразование	316
4.3.4. Мероприятия по уменьшению потерь воды	317
4.4. Заиление водохранилищ	318
4.4.1. Отложение наносов в водохранилища	318
4.4.2. Расчет объема и срока заиления водохранилища	320
4.4.3. Расчет хронологического хода заиления	322
4.4.4. Переформирование берегов водохранилища	325
4.4.5. Мероприятия по уменьшению заиления водохранилищ	327
4.5. Общая методика расчета водохранилищ	328
4.5.1. Порядок водохозяйственного расчета водохранилищ	328
4.5.2. Основные методы расчетов регулирования стока	329
4.5.3. Расчетная обеспеченность отдачи	330
4.6. Расчеты регулирования стока по календарным рядам гидрометрических наблюдений	332
4.6.1. Таблично-цифровые балансовые расчеты	332
4.6.2. Графические способы расчета водохранилищ	341
4.6.3. Расчеты по календарным рядам сезонного и многолетнего регулирования стока	354

4.7. Обобщенные методы расчетов регулирования стока . . .	362
4.7.1. Метод отбора характерных групп наполнений водохранилища . . .	362
4.7.2. Метод вероятных вариантов	368
4.7.3. Учет коррелятивной связи между стоком смежных лет . . .	378
4.8. Регулирование стока на переменную водоотдачу . . .	380
4.8.1. Регулирование стока на переменные нормы водопотребления . . .	380
4.8.2. Регулирование стока на переменную водоотдачу в зависимости от наполнения водохранилища	382
4.9. Компенсирующее и каскадное регулирование стока . . .	387
4.9.1. Компенсирующее регулирование стока	387
4.9.2. Каскадное регулирование стока	389
4.10. Регулирующее влияние водохранилища на максимальные расходы воды	391
4.10.1. Общие положения	391
4.10.2. Расчеты регулирования стока половодий	394
4.10.3. Приближенные методы расчета трансформации паводков . . .	397
4.10.4. Приближенный расчет регулирующего влияния системы водохранилищ	401
4.11. Эксплуатация водохранилищ	403
4.11.1. Задачи службы эксплуатации водохранилищ	403
4.11.2. Наблюдения за состоянием водохранилища	405
4.12. Водохранилища и окружающая природная среда . . .	406
4.13. Экономическая оценка мероприятий по регулированию стока	410
Приложения	412
Указатель литературы	425
Предметный указатель	426

Георгий Васильевич Железняков
Тамара Александровна Неговская
Евгений Ефимович Овчаров

ГИДРОЛОГИЯ, ГИДРОМЕТРИЯ И РЕГУЛИРОВАНИЕ СТОКА

Заведующая редакцией *Г. М. Попова*
 Редактор *Г. П. Попова*
 Художественный редактор *С. В. Соколов*
 Технический редактор *Е. В. Соломович*
 Корректоры *Д. Е. Ткачева, И. Н. Молодкина, О. В. Барканова*

ИБ № 3405

Сдано в набор 13.03.84. Подписано к печати 07.06.84. Т-10566. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага кн.-журн. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 27+0,25 форзац. Усл. кр.-отг. 27,25. Уч.-изд. л. 29,44+0,41 форзац. Изд. № 245. Тираж 14 000 экз. Заказ № 20. Цена 1 р. 40 к.

Ордена Трудового Красного Знамени издательство «Колос»,
 107807, ГСП, Москва, Б-53, ул. Садовая-Спасская, 18.

Московская типография № 11 Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
 Москва, 113105, Нагатинская ул., д. 1.