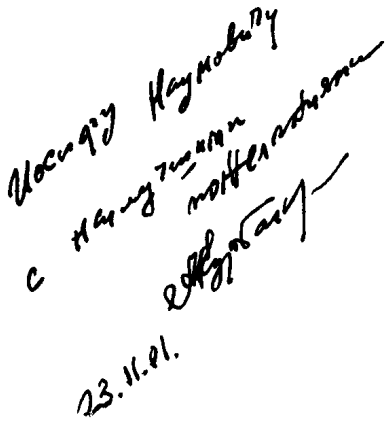
Библиотека СОК



М. И. АЛЕКСЕЕВ А. М. КУРГАНОВ

ОРГАНИЗАЦИЯ ОТВЕДЕНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО (ДОЖДЕВОГО И ТАЛОГО) СТОКА С УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Рекомендовано Министерством образования РФ в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений, обучающихся по всем строительным специальностям

Москва
Санкт-Петербург
2000

ББК 38.761.2
0-80
УДК 628.29 (075.8)

Рецензенты: кафедра водоснабжения и водоотведения Вологодского технического университета (зав. каф. д-р техн. наук, проф. Л. И. Соколов);
первый зам. директора Южного предприятия водоотведения ГУП "Водоканал С.-Петербурга", канд. техн. наук А. В. Благонравов

М. И. Алексеев, А. М. Курганов
Организация отведения поверхностного (дождевого и талого) стока с урбанизированных территорий: Учеб. пособие. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ. – 2000. – 352 с.: ил. – ISBN 5-93093-089-9

Рассмотрены процессы формирования дождевого и талого стоков, основные закономерности выпадения атмосферных осадков и определения расходов дождевого и талого стоков, схемы водоотведения и сооружения (оборудование) систем водоотведения; качество воды поверхностного стока; принципы и способы очистки поверхностных (дождевых и талых) сточных вод, образующихся на территории населенных мест и промышленных предприятий, и пути их использования в оборотных системах водопользования.

Предназначено для студентов строительных специальностей и инженерно-технических работников водопроводно-канализационных и экологических служб.

Табл. 65. Ил. 96. Библиогр.: 40 назв.

ISBN 5-93093-089-9

© М. И. Алексеев, А. М. Курганов, 2000
© Ассоциация строительных вузов, 2000
© Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2000

Учебное издание
Михаил Иванович Алексеев
Анатолий Матвеевич Курганов

ОРГАНИЗАЦИЯ ОТВЕДЕНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО (ДОЖДЕВОГО И ТАЛОГО) СТОКА С УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Редактор Л. А. Мозгунова
Корректор К. И. Бойкова
Компьютерная верстка И. А. Яблоковой
ЛР № 071618 от 01.04. 98
ЛР № 020282 от 24.12.96

Сдано в набор 05.06.2000. Подписано к печати 28.03.2001. Формат 60×88 1/16.
Бум. офсетная. Усл. печ. л. 22,0. Уч.-изд. л. 23,5. Тираж 2000. Заказ № 165. "С" 15.
Издательство АСВ. 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26.
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.
198005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская, д. 4.
Отпечатано с готовых диапозитивов в ордена Трудового Красного Знамени ФГУП «Техническая книга». Министерства Российской Федерации по делам печати.
198005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 29.

Предисловие

Системы отведения атмосферных осадков с городских территорий призваны обеспечить нормальные условия жизнедеятельности в населенных пунктах во время выпадения дождей и снеготаяния. Недостаточное внимание к своевременному отведению атмосферных осадков нередко приводит к затоплению территорий, перерывам в работе предприятий и транспорта, порче оборудования и материалов, размещенных на складах и в нижних этажах зданий, и другим чрезвычайным ситуациям. Ущерб, вызванный сильными ливнями, в некоторых случаях можно сравнивать с уроном, нанесенным крупными пожарами.

Перед сбросом в водные объекты дождевые и талые воды, как правило, должны быть очищены до такой степени, чтобы не вызвать сверхнормативного загрязнения воды в водоемах. Иногда экономически оправданно накопление поверхностного стока с целью его использования для водоснабжения или орошения.

Сооружения для отведения атмосферных осадков с застроенных территорий появились раньше трубопроводов, предназначенных для сбора загрязненных бытовых вод. В Индии, Греции, Риме, Египте, на территории бывшего государства Урарту, в нашей стране при раскопках обнаружены сооружения для отведения дождевых вод, возраст которых составляет сотни и даже тысячи лет. При раскопках новгородского Кремля найдены подземные деревянные трубы и кирпичные желоба для отведения дождевых и талых вод. В московском Кремле трубопровод для отвода атмосферных вод с Ивановской площади был проложен в 1367 г. В XVIII в. началось планомерное строительство дождевой сети в Москве и Петербурге. Строились большие кирпичные каналы, появились первые дождеприемники с решетками.

В Петербурге длина водосточной сети уже в 1832 г. составляла 95 км. В настоящее время при застройке населенных пунктов много-

этажными зданиями устраиваются современные системы поверхностного водоотведения, в основном закрытые, т.е. в виде подземных трубопроводов.

Расчеты сетей для отведения дождевых вод, как правило, сложнее расчетов сетей производственно-бытового водоотведения, ибо формирование дождевых стоков происходит при непрерывно изменяющихся во времени притоках воды с прилегающей территории. Характер выпадения дождей зависит от климатических условий и предсказуем только с определенной степенью вероятности, а сток, в свою очередь, зависит от вида поверхности, рельефа и местных условий.

Основы расчета дождевых стоков в нашей стране были заложены П. Ф. Горбачевым и Н. Н. Беловым, развиты и продолжены доктором технических наук Г. Г. Шигориным, кандидатом технических наук М. В. Молоковым, авторами данной книги и другими учеными. Вопросами очистки дождевых и талых вод занимаются ученые и инженеры ряда научно-исследовательских организаций и вузов (СПбГАСУ, ННГАСУ, ГНЦ ВОДГЕО, НИИ КВОВ, МосводоканалНИИпроект, СПбНИИАКХ и др).

В настоящем пособии подробно описаны системы отведения поверхностного стока и методы их расчета. Пособие предназначено в основном для студентов специальности 290800 "Водоснабжение и водоотведение", но может быть использовано студентами других специальностей, а также инженерно-техническими работниками.

Главы 8, 9 и 10 написаны авторами совместно с кандидатом технических наук, доцентом О. М. Ильиной.

Авторы выражают признательность кандидатам технических наук В. П. Верхотурову и И. М. Козьминой за помощь в подготовке и оформлении рукописи, рецензентам – доктору технических наук, профессору Л. И. Соколову и кандидату технических наук А. В. Благонравову за ценные советы и замечания, сделанные при рецензировании данного пособия.

Глава 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ОБРАЗОВАНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

1.1. Круговорот воды в природе

Выпадение осадков, потеря части воды, сток и испарение составляют основные звенья круговорота воды в природе. Осадки в виде дождя, снега, града и различных поверхностных конденсатов не полностью попадают в сети водоотведения. Значительная их часть либо испаряется, либо поглощается или остается на поверхности, на которую они выпали. Но и после этого скорость формирования стока зависит не только от интенсивности осадков, но и от конфигурации поверхности, а также соотношения между высотой слоя и скоростью движения воды.

Интенсивность выпадения осадков меняется и во времени, и по водосбору. Важное значение имеет ветер, несущий влагу, которая испарилась с открытой водной или других поверхностей. Ветер вызывает перемещение облаков над водосбором. Осадки будут выпадать в том случае, если температура в облаке водяного пара упадет ниже точки росы, т.е. той температуры, при которой ненасыщенный воздух при постоянном влагосодержании становится насыщенным. Таким образом, выпадению осадков предшествует конденсация водяного пара. Его охлаждение может быть вызвано подъемом воздуха при натекании на горную цепь (орографические осадки), прохождением холодных фронтов (фронтальные или циклонические осадки) или нагревом воздуха подстилающей поверхности (конвективные осадки). В последнем случае возникают грозы, при которых осадки выпадают интенсивно, но часто в течение очень непродолжительного времени – нескольких минут или часов.

Снег, снежная крупа и град тоже вносят свой вклад в сток. Для процесса стока важное значение имеют поверхностное задержание и особенности рельефа бассейна водосбора. Круговорот воды в природе показан на рис. 1.1.

Объем стока можно считать случайной величиной, так как на него влияют многие факторы (в том числе солнечная радиация, движение воздуха и др.), поэтому его значение обычно оценивается на основе статистических данных за предшествующий период. Однако, направляя воду в каналы, накапливая ее или перебрасывая в другое место, можно влиять на процесс стока.

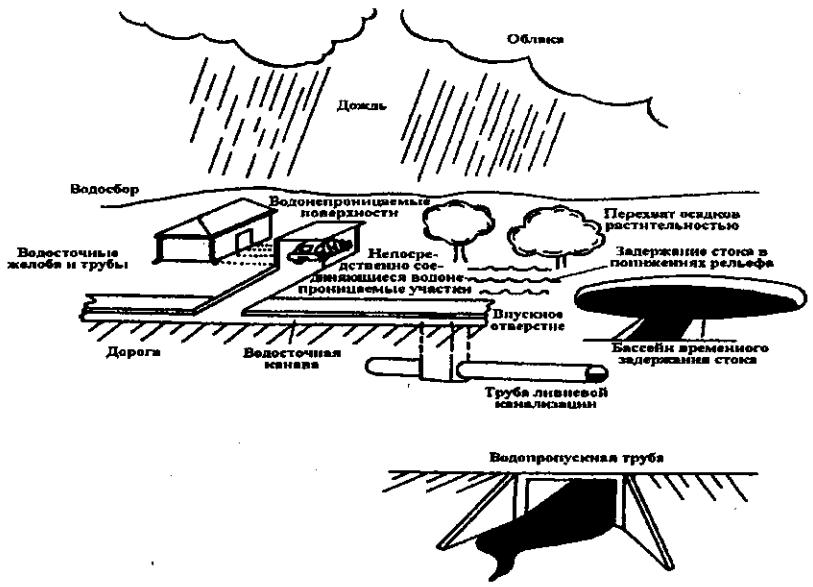


Рис. 1.1. Схема организации и отведения поверхностного стока

В природе есть факторы, влияющие на процесс выпадения осадков. Под влиянием неровностей земной поверхности ветры меняют свое направление и скорость, а содержание влаги в атмосфере ограничено. Поэтому существует некоторый физический предел максимальной интенсивности осадков, которую можно ожидать. Значительная часть осадков, выпавших на поверхность земли, фильтруется в почву. Фактически 98 % запасов пресной воды на Земле (без учета ледяных покровов) находится под землей. Подземные воды медленно движутся в водоносных пластах в направлении более низко расположенных рек, озер и морей и постепенно расходуются в засушливые периоды. Часть подземных вод извлекается растениями и теряется в процессе транспирации. При поступлении осадков в водоносные пласты запасы подземных вод восполняются.

1.2. Атмосферные осадки

На поверхность земли и на предметы осадки выпадают в виде дождя, мороси, снега, снежных зерен или осаждаются непосредственно из воздуха в виде росы, инея и измороси. Режим увлажнения в основном определяется выпадающими осадками, которые характеризуются количеством и фазовым состоянием (жидкие, твердые и смешанные), интенсивностью и продолжительностью выпадения. Количество осадков измеряется толщиной слоя выпавшей воды в миллиметрах при отсутствии стока, просачивания и испарения. Интенсивность дождей – отношение количества выпавших осадков к продолжительности их выпадения. В процессе выпадения интенсивность дождя непрерывно изменяется. Поэтому следует различать мгновенную интенсивность в какой-то момент времени и среднюю интенсивность за какой-либо промежуток времени. Интенсивность обычно выражается в мм/мин.

Для изучения климатических особенностей в любой точке Земли необходимы надежные длительные ряды метеорологических наблюдений. В России с 1650 г. (по приказу царя Алексея Михайловича) караульные стрельцы московского Кремля регулярно записывали явления погоды по степени интенсивности, время их начала и продолжительность.

Регулярные инструментальные метеорологические наблюдения были начаты петербургской Академией наук 1 декабря 1725 г. Ученые Академии создали различные метеорологические приборы: Г. Крафт – термометры, Г. Б. Бюльфингер – барометр и термометр, Ж. Д. Делиль – машину для измерения осадков.

В С.-Петербурге с 1835 до 1862 г. метеорологические наблюдения проводились в Метеорологической и магнитной обсерватории при Горном институте; с 1863 по 1933 г. метеостанция находилась на 23-й линии Васильевского острова; с 1933 по 1970 г. наблюдения проводились на Песочной наб. у р. Малая Невка (ул. Даля, д. 3), а с 1970 г. метеостанция входит в состав Информационного центра погоды, включенного в международную сеть климатических станций, и выполняет весь объем наблюдений по международной программе.

В Москве в 1853 г. была организована Магнитно-метеорологическая обсерватория при Межевом институте и начались регулярные метеорологические наблюдения. Обсерватория работала беспрерывно до 1932 г.

В 1879 г. была открыта метеорологическая обсерватория при

Сельскохозяйственной академии. В XVIII в. открыты метеорологические станции в Екатеринбурге, Луганске, Тобольске, Енисейске, Томске и др. В настоящее время на территории России развернута широкая сеть метеорологических станций.

До 50-х гг. XX в. в основном измерялось и анализировалось количество осадков в отдельных пунктах наблюдений за различные интервалы времени. Для этого используются осадкомеры или дождемеры различных конструкций. Стандартные осадкомеры состоят из двух основных узлов: приемной воронки с калиброванным входным отверстием и водосборника, где вода хранится до момента измерения. При этом для водобалансовых расчетов в измеренное количество осадков вводят поправки: на смачивание осадкомерного ведра, ветровые (особенно зимой) и на испарение.

До 50-х годов в основном использовались дождемеры с защитой Нифера, в настоящее время применяются осадкомеры Третьякова. Осадкомеры не позволяют получить данные о закономерностях временного распределения осадков. Непрерывные во времени измерения количества осадков производятся с помощью плювиографов (рис. 1.2), состоящих из трех основных узлов: узла сбора осадков, механизма для измерения количества и регистраторов сумм осадков во времени.

С помощью плювиографа записываются количество выпавших осадков в каждый момент времени и интервалы времени, в течение которых выпадает определенное количество осадков (плювиограммы). В результате расшифровки плювиограмм могут быть вычислены средние интенсивности осадков $i = \Delta H / \Delta t$ за промежуток времени Δt, где ΔH – количество осадков, выпавших за время Δt.

Для непосредственного измерения интенсивности осадков разработаны интенсиметры (поплавкового типа, капельные, основанные на емкости электрического конденсатора или на тепловом принципе).

В настоящее время используются радиолокационные и трассовые методы измерения осадков, которые позволяют получать пространственные характеристики зон осадков и их изменчивость во времени и по территории.

В качестве стандартного интервала времени для измерения интенсивности осадков в большинстве стран принята длительность 5 мин, в России с 1969 г. – 10 мин.

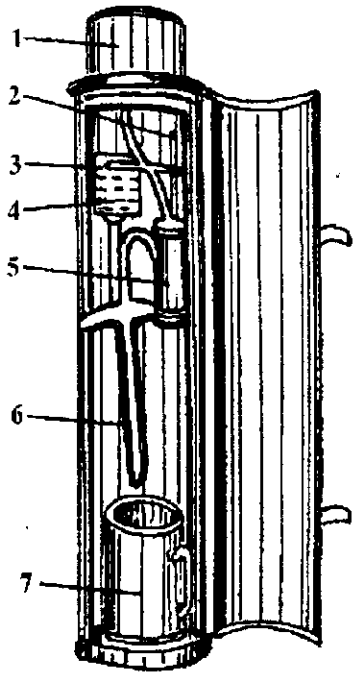


Рис. 1.2. Плювиограф типа П-2: 1 – приемный сосуд; 2 – шток; 3 – перо; 4 – барабан с бумажной лентой; 5 – измерительный цилиндр; 6 – сифонная трубка; 7 – сосуд, в который переливается вода из измерительного цилиндра

Количество осадков зависит не только от влагосодержания воздуха, степени насыщения его водяным паром, интенсивности испарения, загрязненности атмосферы, рельефа территории, но и от характера атмосферной циркуляции. Особенностью циркуляционных процессов является возникновение, перемещение и эволюция крупномасштабных вихрей – циклонов и антициклонов. Циклоны возникают и развиваются в зонах сходимости воздушных масс, которые называются атмосферными фронтами.

Осадки выпадают преимущественно при прохождении циклонов и фронтов. Осадки местного происхождения выпадают мало и только в летний период. Так, выпадение осадков в С.-Петербурге определяется главным образом интенсивностью циклонической деятельности. В течение года осадки выпадают неравномерно: большая часть их (70 %) приходится на теплый период и только 30 % – на холодный. В целом за год выпадает 618 мм (673 мм с поправками) (табл. 1.1).

В Москве наибольшее количество осадков приносят северо-западные и южные циклоны. При непосредственном прохождении фронтов через

Москву выпадает в среднем 63 % от годового количества осадков (табл. 1.2), 27 % осадков выпадает, когда фронт проходит на расстоянии 100–400 км от Москвы, и только на 10 % от годовой суммы осадков влияние фронта не сказывается.

В среднем максимум осадков приходится на июль, минимум – на февраль – апрель. Около трети годового количества осадков выпадает в холодный период года, преимущественно в твердом виде (35–36 %). Две трети годового количества осадков выпадает в теплый период (апрель – октябрь). Зимой во время оттепелей и в переходные месяцы (март, апрель и октябрь, ноябрь) выпадает значительное количество (14 %) смешанных осадков (мокрый снег, снег с дождем, ледяной дождь и др.). Величина годового слоя осадков на территории России колеблется от 400 до 1200 мм в год (табл. 1.3).

Основная масса атмосферных осадков на территории России выпадает в виде дождей. На европейской территории России (ЕТР) доля жидких осадков превышает 61 % годового объема; на северо-востоке Сибири и в горах доля осадков в виде дождя снижается до 35–40 %, а на юге ЕТР превышает 80 %; в Западной Сибири – 70–80 %, в Восточной Сибири – 50–60 %.

Капли дождя возникают либо за счет слияния мелких облачных капель в более крупные, либо за счет таяния ледяных кристаллов, содержащихся в облаках, при падении их через слои атмосферы с положительной температурой. Диаметр капель составляет 0,5–7 мм. Капли дождя диаметром до 8 мм падают со скоростью до 10 м/с. Крупные капли (диаметром 3–5 мм) при падении на твердую поверхность разрушаются и образуют брызги, которые разлетаются на расстояние до 110 мм, поднимаясь на высоту до 30 см.

Капли дождя, падающие на водную поверхность, вызывают разбрызгивание воды. Масса разлетающихся брызг может в 1,5 раза превышать массу падающих капель.

При падении капель дождя на гладкую поверхность брызги разлетаются на большие расстояния, а масса брызг составляет около 70 % массы падающих капель. При падении капель на сухую твердую поверхность земли количество брызг намного меньше, чем при падении на мокрую. При падении капель на пористую поверхность (сухая земля) брызги не образуются. Мелкокапельный дождь (диаметр капель менее 0,5 мм) называется моросью.

Таблица 1.1

Распределение осадков в течение года в Санкт-Петербурге

Месяцы												
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	IV-X	XI-III
Среднегодовое количество осадков (мм)													
49	44	38	41	49	65	66	86	69	58	55	53	434	239
Из них жидкие осадки (мм)													
1,96	0,88	1,9	19,68	43,12	65	66	86	68,31	41,76	14,85	7,42	390	27,0
Среднее число дней с жидкими осадками													
0,9	0,6	0,8	6,4	10,1	13,0	13,9	13,9	15,7	11,6	6,0	2,4	84,6	10,7
Твердые осадки (мм)													
33,32	30,36	22,8	11,07	0,49	-	-	-	-	4,64	17,6	24,38	16,2	128,5
Среднее число дней с твердыми осадками													
15,7	14,2	8,7	3,4	-	-	-	-	-	1,7	6,6	10,7	5,1	56
Смешанные осадки (мм)													
13,72	12,76	13,3	10,25	5,39	-	-	-	0,69	11,6	22,55	21,2	18,9	83,5
Среднее число дней со смешанными осадками													
4	3,8	3,1	3,4	1,0	-	-	-	-	2,8	5,8	6,1	7,2	22,8

Таблица 1.2

Распределение осадков с учетом поправки (мм) и дней с осадками в Москве

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Год
47	47	47	42	56	71	84	78	64	58	55	55	704
18,5	15,6	14,6	12,5	12,5	14	14,8	15,0	15,7	15,7	16,7	18,8	184

Таблица 1.3

Величина годового слоя осадков на территории РФ

Район	Слой осадков за год, мм
Европейская территория РФ: центр	600 – 800
северная часть	400 – 600
южная часть	500 – 600
Урал, южные районы Сибири, Камчатка	800 – 1200
Центральная часть Западной и Восточной Сибири	400 – 800

В связи с антропогенным загрязнением атмосферы выбросами двуокиси (серного ангидрида) и окислов серы широкое распространение получили "кислые дожди". Выпадение таких дождей привело к закислению природной среды на обширных территориях Европы и Северной Америки, а также в ряде районов других континентов. При этом показатель кислотности осадков pH=4,5, в то время как обычно составляет 5,6–5,7. Если в некоторых районах Земного шара (в тропиках) выпадение кислотных дождей может не оказывать существенного влияния на растительность, то в умеренных и высоких широтах такие дожди причиняют существенный ущерб.

1.3. Характеристика осадков по сезонам года

В астрономии год делится на четыре сезона (зима, весна, лето, осень) с учетом дат солнцестояния и равноденствия. Вследствие большой изменчивости общей циркуляции атмосферы и конкретных условий погоды в течение года границы сезона устанавливают по разным климатическим признакам. В качестве критериев для их выделения обычно используют термические показатели – даты наступления различных температур, появления и прекращения заморозков, оттепелей, а также сроки образования и схода снежного покрова. За начало и конец зимнего сезона

принимают дату перехода средней суточной температуры воздуха через 0°C осенью и весной, а за начало и конец лета – переход через 10°C.

Однако смена сезонов не всегда совпадает с этими датами. Исходя из климатических особенностей того или иного района, началом зимы считают дату образования устойчивого снежного покрова. Например, в Петербурге это 5 декабря и близкая к ней дата – 7 декабря – наступления устойчивых морозов. Для Москвы зима обычно начинается с конца ноября и длится до начала апреля – до разрушения устойчивого снежного покрова. Для Петербурга характерным признаком весны являются положительные дневные температуры воздуха. Такие дни наступают в среднем 17 марта, т.е. задолго до перехода средней суточной температуры через 0°C (3 апреля). Лето характеризуется отсутствием заморозков на поверхности почвы. В Петербурге оно длится со 2 июня по 11 сентября; в Москве – с третьей декады мая до 20 сентября.

Снежный покров – это лежащий на поверхности почвы слой снега, образовавшийся в зимнее время в результате снегопадов. Плотность снега определяется количеством снега, содержащимся в единице объема слоя снежного покрова с ненарушенной структурой. Это величина непостоянная: в начале зимы она составляет 0,17 % г/см^3, а к концу зимы под воздействием оттепелей, ветра и собственной массы снега возрастает до 0,26 г/см^3. Снежный покров является накопителем влаги. Запас воды в нем определяется толщиной слоя воды (мм), который образовался бы на горизонтальной поверхности в результате таяния снежного покрова при отсутствии стока, просачивания и испарения. Наибольший запас воды образуется в конце сезона. В Петербурге мощность снежного покрова в среднем составляет 33 см (табл. 1.4), а средний из наибольших запасов воды за зиму равен 73 мм.

В Москве в третьей декаде марта снежный покров составляет на открытых участках 26 см, на закрытых – 34 см. В начале и в конце зимы доля снега уменьшается за счет увеличения осадков в виде дождя и мокрого снега. Запас воды в снеге (в мм) эквивалентен массе снежного покрова в кг/м^2. Благодаря малой теплопроводности снежный покров существенно влияет на глубину проникновения отрицательной температуры в почву.

Таблица 1.4

Повторяемость (%) зим с различной наибольшей декадной высотой снежного покрова для Петербурга

Станция	Высота снежного покрова, см								
	1-10	11-20	21-30	31-40	41-50	51-60	61-70	71-80	81-90
ИЦП Петербурга	1	13	34	24	20	7	1	–	–
Ропша	–	2	16	24	16	28	14	–	–
Павловск	–	2	7	28	26	22	11	2	2

Характерной особенностью холодного периода являются оттепели – кратковременные повышения температуры воздуха выше 0°С на фоне устойчивых морозов. В начале и в середине зимы они, как правило, адвективного происхождения, а в конце (в марте) – чаще радиационного. Максимальные температуры воздуха при оттепелях чаще всего бывают в пределах 0,1–1,9°С. Продолжительность оттепелей (особенно дневных) невелика – 1–2 дня. Наибольшая повторяемость длительных оттепелей обычно отмечается в начале и в конце морозного периода.

В среднем сезонный максимум осадков приходится на лето, месячный – на июль и август. Наибольшая месячная сумма осадков за год с одинаковой частотой бывает как в июле, так и в августе 66 раз за 100 лет, или 66 %). Повторяемость по годам наибольшего месячного количества осадков в июне составляет 18 %, а в переходные месяцы года (в сентябре, октябре и мае) – 17%. В связи с большой интенсивностью осадков в летнее время представляет интерес вероятность (или повторяемость) месячных и сезонных сумм осадков различной величины (табл. 1.5).

Таблица 1.5

Повторяемость (%) месячных и сезонных сумм осадков различной величины (в Москве)

Месяцы	Осадки, % от нормы				
	≤ 40	40–80	81–120	120–160	> 160
VI	12	27	30	19	12
VII	9	37	27	16	11
VIII	14	30	20	24	12
VI–VIII	1	32	41	24	2

Осадки отличаются большой неравномерностью распределения во времени и пространстве. В холодный период года, когда преобладают обложные осадки, интенсивность их невелика: 0,2–0,4 мм/ч. В летние месяцы интенсивность возрастает до 1,1–1,3 мм/ч за счет ливневых осадков. И если летом осадки выпадают реже (14–16 дней в месяц), чем зимой (18–20 дней в месяц), то число дней с осадками 5 мм и более увеличивается с 1–2 дней зимой до 4–5 дней летом. Средняя продолжительность выпадения осадков (в дни с осадками) уменьшается от зимы (10–11 ч) к лету (около 4 ч). Ливневые осадки в большинстве своем длятся 2 ч и менее. Об интенсивности осадков можно судить по их суточному максимуму (табл. 1.6). Ежегодно обеспеченный суточный максимум для летних месяцев в Москве составляет 15–16 мм.

Таблица 1.6

Суточный максимум осадков (мм) различной обеспеченности в Москве

Месяц	Средний максимум	Обеспеченность, %					
		63	20	10	5	2	1
VI	20	15	28	35	41	49	56
VII	21	16	28	36	44	54	63
VIII	21	16	29	35	41	49	55

Погода весеннего сезона неоднородна – первый период весны сохраняет некоторые черты зимнего сезона, второй уже приобретает свойства летнего сезона. По срокам наступления весны бывают ранние и поздние, а по характеру развития – дружные или затяжные. Весной преобладают дни с мелкими осадками (до 1мм). Средняя продолжительность выпадения осадков составляет 5,9 ч в апреле, 5,3 ч – в мае. Весной осадки иногда сопровождаются грозой, иногда выпадает град.

Осенний сезон охватывает период от начала заморозков на почве и перехода средней суточной температуры воздуха через 10°С до образования устойчивого снежного покрова и установления морозной погоды со средней суточной температурой воздуха ниже –5°С. Этот период обычно продолжается с половины сентября до конца ноября. Погода преобладает пасмурная, сырая, ветреная с затяжными дождями (а в ноябре и со снегом), частой сменой морозных дней оттепелями, появлением и сходом снежного покрова. Осенью осадки более затяжные и меньшей интенсивности, типичны моросящие дожди. Осенью меняется

вид осадков и в октябре–ноябре бывает 3–4 дня со смешанными осад
ками, когда одновременно идут и дождь, и снег.

1.4. Интенсивность и продолжительность выпадения осадков, их распределение по площади и во времени

Непрерывных рядов данных об осадках, позволяющих исследовать их временную изменчивость при ливнях очень немного. Часто считают что осадки имеют равномерную интенсивность и гистограмма (графи распределения осадков во времени) имеет форму прямоугольника. В действительности интенсивность осадков во времени изменяется: они нередко начинаются в виде мороси, переходят в ливень, наконец, ослабе вают и прекращаются. В таких случаях определить интенсивность и продолжительность дождя трудно.

Об особенностях распределения значительных осадков (10 мм и более) и вероятностях их выпадения можно судить по данным трех станций Москвы (ТСХА, МГМО и МГУ). Вероятность выпадения значительных осадков на каждой их этих станций принималась за 100 %. Результаты подсчета (рис. 1.3) показывают, что вероятность одновременного выпадения значительных осадков на этих станциях составляет около 60 %.

При рассмотрении вероятности выпадения осадков для пары станций (в центре города и на его окраине) (табл. 1.7) можно отметить, что в июле в 70 % случаев значительные осадки в центре и за городом выпадают разновременно, причем случаев выпадения их только в центре почти вдвое больше.

Таблица 1.7

Вероятность (%) одновременного выпадения значительных осадков в центре Москвы и на окраине за 1955–1964 гг.

Месяц	Осадки были		
	на двух станциях	только в центре	только на окраине
VI	48	23	29
VII	30	44	26
VIII	44	33	24
Сезон	41	33	26

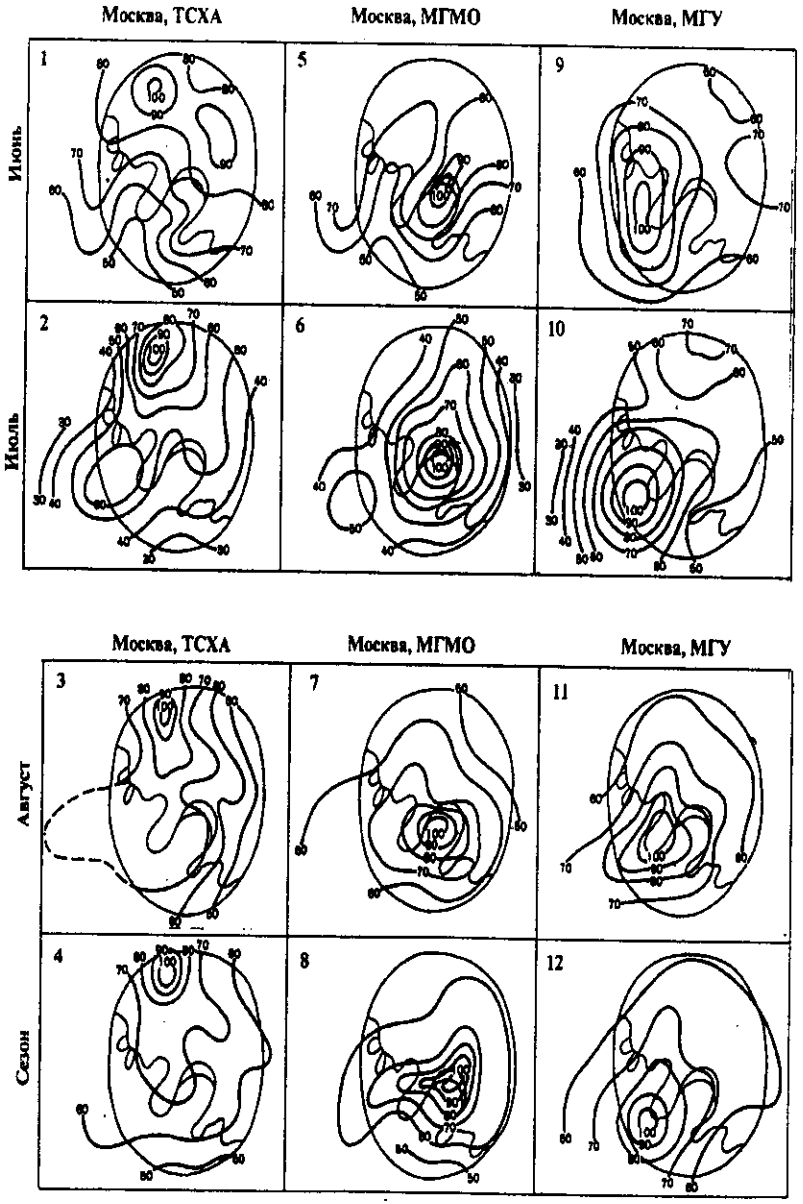


Рис. 1.3. Повторяемость (%) значительных осадков на территории Москвы

Эти данные подтверждают мнение о стимулирующем влиянии больших городов на образование ливневых осадков.

Средняя величина вклада значительных осадков в общую их сумму составляет от 50 % в июле до 60 % в июне и 55 % в сезон. Средний максимальный вклад для отдельных месяцев составляет 80 % от общей суммы, а для сезона – 72 % (рис. 1.4).

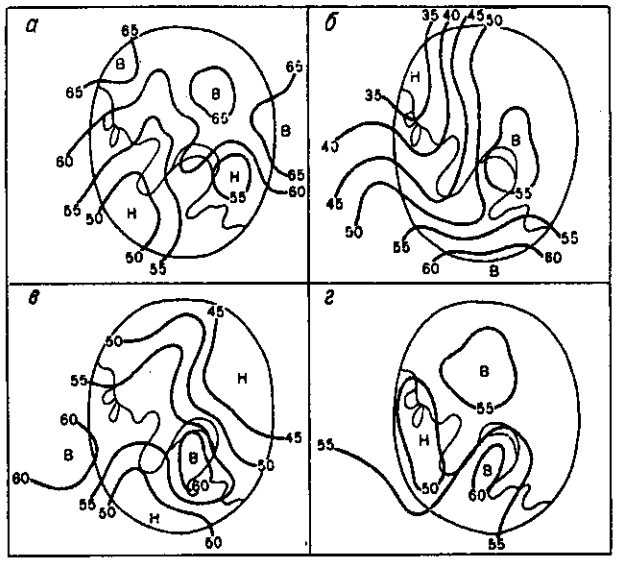


Рис. 1.4. Вклад значительных осадков (%) в общую сумму осадков:
а – июнь; *б* – июль; *в* – август; *г* – сезон

В табл. 1.8 приведены данные о дождливых периодах с ежесуточным количеством осадков от 0,1 мм и выше в Москве, наблюдавшихся в апреле–октябре за 80 лет (1881–1960 гг.). Из табл. 1.8 следует, что дожди продолжительностью один или два дня наблюдаются в любом месяце теплой части года практически ежегодно. Это дожди летнего типа, максимальное число однодневных дождей приходится на июль, а двухдневных – на май. Пятидневные и более продолжительные дожди (до 10 дней) встречаются главным образом в осеннее время. Дождливые периоды продолжительностью до 3 дней составляют 49 % всех дождливых дней, продолжительностью 4–6 дней – 31 %, 7 дней и более – около 18 % и 12 дней и более – около 2 %. Наибольшее же число дней с дождем приходится на двухдневные периоды.

Таблица 1.8

Повторяемость (числа случаев) дождливых периодов различной продолжительности за 80 лет (Москва, ТСХА)

Продолжительность периода, дн.	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	Всего периодов		Всего суток	
								число	%	число	%
1	165	174	195	205	182	127	150	1199	39	1199	15,2
2	102	126	103	111	98	83	100	722	24	1444	18,5
3	54	61	68	61	53	46	61	404	13,8	1212	15,4
4	31	36	34	44	35	44	42	266	9,0	1064	13,5
5	17	29	19	18	31	33	19	166	5,0	830	10,5
6	11	5	15	12	15	16	19	93	3,0	558	7,1
7	11	4	6	9	5	13	10	58	2,0	406	5,2
8	5	1	3	6	12	11	8	46	1,5	368	4,7
9	2	–	–	5	2	4	10	43	0,7	207	2,6
10	–	–	3	–	3	8	2	16	0,5	160	2,0
11	3	2	2	2	2	1	–	12	0,4	132	1,7
12	–	–	2	–	1	1	2	6	0,2	72	0,9

В разные дни дождливых периодов выпадает различное количество осадков. Чаще всего (90 %) особо дождливыми, когда за день выпадало не менее 5 мм осадков, являются короткие периоды. Отношение числа однодневных дождей с осадками 10 мм и более (515) к общему числу однодневных дождей (1119) составляет 43 %; отношение же двухдневных дождей с суточным количеством за каждый день 5 мм и более составляет 35 %. С возрастанием продолжительности дождливого периода величина отношения резко убывает и для трехдневных периодов составляет 13 %. Следовательно, большой вклад в общую сумму осадков дают кратковременные дожди за особо дождливые периоды.

По данным табл. 1.9 можно определить многолетнюю вероятность выпадения значительных осадков; в среднем для каждого дня теплой части года она равна примерно 5 % (т.е. значительные осадки бывают раз в 20 дней), для июля – 8 %.

Суточный максимум (максимальное количество осадков, которое может выпасть за сутки) в Петербурге в летние месяцы в среднем равен 17–23 мм (табл. 1.10) и относится к такой изменчивой в пространстве и во времени характеристике, как ливни. Ливни в летнее время составляют 56 % всех типов осадков (табл. 1.11).

Осадки по территории города и окрестностей распределяются неравномерно. Так, 8 августа 1947 г., когда в центральной части города наблюдался абсолютный суточный максимум 76 мм, на побережье Финского залива за сутки выпало 40 мм, а в восточной окраине города (Смольное) всего лишь 23 мм. Во время ливня 27 июля 1979 г. на ст. ИЦП выпало 34 мм осадков, а на ст. Фарфоровский пост осадков вообще не было.

Таблица 1.9

Число дней со значительными осадками различной величины за 1881-1960 гг. (Москва, ТСХА)

Месяц	Осадки, мм						
	10–19,9	20–29,9	30–39,9	40–49,9	50–59,9	60–69,9	Всего
IV	39	4					43
V	95	14	4				113
VI	122	31	6	4	1		164
VII	132	38	8	3	2	1	184
VIII	119	46	13		2		180
IX	97	17	5	1	2		122
X	70	12	3		1		86
Всего	674	162	39	8	8		892

Таблица 1.10

Максимальное суточное количество осадков (мм) различной обеспеченности в Петербурге

Месяцы	Обеспеченность, %					
	63	20	10	5	2	1
IV	8	14	18	20	24	28
V	9	19	24	29	35	39
VI	13	24	29	34	40	44
VII	15	27	34	41	50	58
VIII	16	30	39	49	65	78
IX	12	20	25	29	34	39
X	10	16	19	22	27	30

Таблица 1.11

Соотношение (%) различных типов осадков по сезонам

Тип осадков	Зима	Весна	Лето	Осень
Обложные	92	69	26	67
Ливневые	2	15	56	16
Обложные и ливневые	6	16	18	17

В Петербурге адвективные осадки преобладают над местными конвективными. Поэтому в северной части города осадков выпадает больше, чем в центре на 11 %, а на побережье Финского залива и на южной окраине меньше на 7 %. На станциях Пушкин, Лисий Нос и Невская увеличение количества осадков наблюдается с 12 до 15 ч, а на станциях ИЦП и Кронштадт – от 15 до 18 ч. Средняя продолжительность выпадения осадков в день с осадками больше 0,1 мм уменьшается от зимы (10–11 ч) к лету (около 4 ч) (табл. 1.12).

Таблица 1.12

Средняя продолжительность (ч) выпадения осадков в день с осадками ≥ 0,1 мм по месяцам

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
10,4	11	8,4	6,4	5,1	4,2	3,7	4,3	5,0	6,9	8,4	11,1

Интенсивность осадков – величина очень изменчивая. Она может меняться в широких пределах в течение одного дождя, особенно летом, независимо от его продолжительности. При максимальных интенсив-

ностях за 20 мин при сильном ливне может выпасть почти половина месячной нормы осадков, а слой воды при этом составит 30 мм (табл. 1.13).

Таблица 1.13

Максимальная интенсивность $I_{макс}$ (мм/мин) и слой воды (мм) при этой интенсивности для различных интервалов времени в теплый период

Характеристика	Интервал времени, мин					
	10	20	30	60	720	1440
$I_{макс}$	2,1	1,5	1,2	0,7	0,1	0,05
Слой воды	21	30	36	42	72	72

По морфологическим признакам, т.е. по совокупности внешних признаков, различают морось, обложные и ливневые осадки. К мороси относятся дожди интенсивностью до 0,01 мм/мин. Дожди интенсивностью 0,01–0,02 мм/мин считаются мелкокапельными обложными. В климатической зоне избыточного (северо-запад ЕТР, Приморье) и достаточного (Подмосковье) увлажнения дожди интенсивностью 0,3–0,5 мм/мин относятся к крупнокапельным обложным, а в климатической зоне умеренного увлажнения (степные районы Поволжья, Заилийский Алатау) дожди интенсивностью 0,3–0,5 мм/мин – к мелкокапельным ливневым. Все дожди с интенсивностью более 0,5 мм/мин (30 мм/ч) принимаются за ливневые.

Ж. Д. Алибегова условно делит все дожди по продолжительности: до 1 ч, от 1 до 3 ч и больше 3 ч. Распределение количества осадков, их средней и максимальной интенсивности по территории России приведено в прил. 1. Наиболее вероятные значения среднего слоя осадков $H_{ср}$ при дождях меньше 1 ч находятся в пределах 1 мм. С ростом продолжительности дождя наблюдается увеличение количества осадков за дождь $H_{ср}$. При дождях продолжительностью от 1 до 3 ч распределение вероятностей количеств осадков различных градаций сравнительно равномерно, а при дождях продолжительностью 3 ч существенно увеличивается вероятность осадков 10 мм и более. Наибольший средний слой $H_{ср}$ осадков для дождей продолжительностью до 1 ч и для дождей продолжительностью от 1 до 3 ч ($H_{ср} \geq 5$ мм) выпадает на Северном

Кавказе, Верхней Волге, Урале, Забайкалье, а для дождей продолжительностью более 3 ч ($H_{ср} \geq 10$ мм) – в районе Сочи, в Забайкалье, Хабаровском крае, на Сахалине. С увеличением продолжительности дождя вероятность все больших значений средней интенсивности ($i_{ср}$) уменьшается. И, наоборот, с уменьшением продолжительности дождей увеличивается вероятность крупнокапельных осадков ливневого характера. Наибольшими значениями средней интенсивности дождей отличаются Верхняя Волга, Урал, Забайкалье, верховье р. Амура и Сахалин.

Для математического описания связи между средней ($i_{ср}$) и максимальной ($i_{макс}$) интенсивностью и количеством осадков (H) предлагается степенная функция

$$i_{ср} = a_1 H^{m_1} \tag{1.1}$$

и

$$i_{макс} = a_2 H^{m_2} \tag{1.2}$$

(значения a_1 и a_2, m_1 и m_2 даны в прил. 1).

Распределение осадков по территории крайне неравномерно. Поле осадков представляет собой комплекс пятен повышенного и пониженного количества осадков. Тем не менее, можно выделить несколько типов конфигурации полей осадков. *Первый тип* – выпадение осадков отличается лишь на отдельных пунктах. *Второй тип* – осадки распределяются в виде отдельных пятен. Внутри этих пятен выпадение осадков отмечается сразу в нескольких пунктах (в отдельных точках). *Третий тип* характеризуется одновременным наличием нескольких участков с осадками. Количество пунктов внутри каждого участка больше, чем при втором типе. К этому типу можно отнести распределение осадков в виде полос, состоящих из цепочки отдельных пятен, следующих один за другим. *Четвертый тип* – поле осадков представляет собой практически одну сплошную область, занятую, как правило, одним сплошным массивом облачности нижнего яруса, т.е. имеет ярусную структуру, с большей плотностью пятен и на большей площади.

Для систем водоотведения представляют интерес короткопериодные поля осадков, формирующиеся за 3–12 мин в средних районах юга и за 15–40 мин в климатической зоне достаточного и избыточного увлаж-

нения. В этом случае поля осадков отождествляют с зонами осадков в атмосфере. Зоны осадков состоят из отдельных пятен, имеющих вид кругов или эллипсов с характерными горизонтальными размерами – от сотен метров в случае отдельных ливней до нескольких десятков километров при обложных дождях. Сплошного покрытия осадками исследуемых территорий не наблюдалось ни разу. Сплошную область выпадения дождя над отдельным пунктом или двумя-тремя смежными пунктами называют очагом (ячейкой), форму которого обычно принимают в виде деформированного эллипса протяженностью до 10 км. Характерные размеры очага вдоль большой оси в степных районах 3 км, в зоне достаточного и избыточного увлажнения – 6 км. Наиболее вероятные размеры площадей очагов 10 км^2 (около 65 %) и 20 км^2 (около 40 %).

В степных районах одноочаговые поля занимают 60 % территории, многоочаговые – 40 %, в зоне достаточного и избыточного увлажнения одноочаговые поля 22 %, многоочаговые – 78 %. Время жизни очагов – от нескольких минут до получаса. Большая часть дождей прекращает существование в виде единичного очага. Отношение малой оси очага осадков к большей в большинстве случаев изменяется от 0,4 до 0,75, более чем в 50 % случаев – 0,51–0,75. Группа очагов осадков, перемежающихся с местами полного отсутствия осадков, формируется в структуре образования мезомасштаба от 50 до 10^4 км^2 и продолжительностью существования от 0,5 до 4 ч. Макромасштабная система с площадями более 10^4 км^2 и продолжительностью жизни более 4 ч (до нескольких суток) называется синоптической.

Одноочаговые дожди, как правило, имеют один максимум, многоочаговые – несколько. Многоочаговые дожди более продолжительны и дают большее количество осадков, чем одноочаговые. Средняя продолжительность одноочаговых ливней равна 45 мин, многоочаговых – 75 мин. Наибольшую площадь покрывают дожди в первой половине их выпадения. Коэффициент заполнения осадками территории заданных размеров зависит от типа дождей (обложные, ливневые), масштаба зон осадков в атмосфере и площади территории. Например, в районе Петербурга наблюдаются зоны осадков в атмосфере на площади $S_{бр}$=8000 км^2. Площадь, которая действительно покрывается осадками ($S_н$), составляет 24 %. При большей площади зоны осадков в атмосфере чаще всего только незначительная территория (менее 10 %) покрывается осадками. В 90 %

случаев отношение $S_н/S_{бр}$ составляет не более 0,6. Менее 1 % случаев, когда 95 % площади, занятой зоной осадков, покрыто ими. В Петербурге наблюдаются зоны одновременного прохождения дождя протяженностью 20–35 км не менее 2–6 раз каждый год; зоны дождя шириной 35–50 км и длиной 50–100 км наблюдаются один раз в 2–3 года. Наибольшая интенсивность выпадения осадков отмечается на небольших очагах.

Дожди, выпадающие на сравнительно небольшой площади, характеризуются резким изменением слоя осадков в зависимости от ее величины и, наоборот, при дождях, выпадающих на большой площади, слой осадков при увеличении площади изменяется мало. Это положение учитывается коэффициентом η неравномерности выпадения осадков по площади. Несмотря на большие изменения, продолжительности и количества жидких осадков во времени и пространстве можно выделить основные закономерности их выпадения на территории России. На Крайнем Севере продолжительность выпадения осадков с малой интенсивностью ($\leq$ 0,06 мм/мин) составляет более 90 % от суммарной продолжительности, а в степных районах России – до 75 %. По А. Н. Лебедеву, средняя месячная суммарная продолжительность осадков на ЕТР изменяется от 10–30 ч в Нижнем Поволжье до 70–100 ч – на Карельском полуострове, в Архангельской области, в Коми, на севере Карелии и на Урале, севернее 60-й параллели. В средней полосе ЕТР средняя месячная продолжительность осадков теплого периода составляет 40–60 ч, местами достигая 70 ч.

По продолжительности выпадения дождей территория России условно разделена на пять климатических зон:

I – районы севернее Полярного Круга, Камчатка, побережье Охотского моря – средняя продолжительность выпадения осадков за теплый период 750–1000 ч;

II – северная и центральная части ЕТР, центральная часть Западной и Восточной Сибири, Сахалин – 500–700 ч;

III – южные части ЕТР, Западной и Восточной Сибири – 300–450 ч;

IV – Поволжье, Северный Кавказ – 150–250 ч;

V – полупустынные и пустынные районы юго-восточной части ЕТР – 50–100 ч.

В зависимости от климатических условий число дождей продолжительностью в пределах 1 ч, составляет летом 90 % от количества дождей за указанный сезон, весной и осенью – 70–75 %. При этом значительная

доля приходится на дожди, которые выпадают в течение 15–45 мин.

Аналогичным образом характеризуются атмосферные осадки теплого периода года по количеству и интенсивности выпадения. Так, в Москве осадки в апреле на 22 % формируются дождями с суточным слоем менее 1 мм, на 30 % – дождями со слоем менее 2 мм, на 70 % – менее 5 мм. В июле около 20 % общего количества дождей выпадают со слоем менее 2 мм, 40 % – менее 5 мм и 64 % – менее 10 мм.

Средняя интенсивность выпадения осадков в одной и той же местности существенно увеличивается в летние месяцы по сравнению с весенне-осенним периодом. Так, на ЕТР летом интенсивность осадков, полученная по средним месячным суммам, составляет 1,4–1,6 мм/ч, в апреле и октябре – соответственно 0,25–0,3 мм/ч. В северных районах эти величины составляют 0,8–1,2 и 0,15–0,3 мм/ч, в южных районах летом доходят до 2,0–2,9, а в апреле и октябре – 0,5–0,8 мм/ч.

Количество осадков малой интенсивности составляет от 30–40 % в степных и хорошо увлажненных горных районах до 60–70 % – в северных и засушливых южных районах от суммарного количества осадков за теплый период года. Наиболее распространены ливни в Приморье, Забайкалье и на Сахалине (табл. 1.14).

Таблица 1.14

Доля (%) ливневой составляющей в суммарном количестве (H) и суммарной продолжительности (T) осадков теплого периода

Район	Нижний предел интенсивности ливня, мм/мин	$H_л$, %	$T_л$%
Северо-запад ЕТР	0,05	55	11
Валдай	0,05	63	15
Центр ЕТР	0,05	58	16
ЦЧО ЕТР	0,03	82	35
Сальская степь	0,03	81	41
Заилийский Алатау	0,03	85	43
Приамурье	0,03	78	35
Бассейн Индигирки	0,05	37	5

Для ЕТР продолжительность обложных осадков интенсивностью 0,6–1,8 мм/ч превышает 13 % от общей продолжительности осадков, по наблюдениям в одном пункте, а продолжительность ливневых осадков интенсивностью 1,8–6 мм/ч не превышает 7 %.

Из приведенных данных следует, что основное количество осадков приходится на часто повторяющиеся дожди относительно малой интенсивности.

1.5. Повторяемость выпадения осадков

Количество выпавших осадков, интенсивность их выпадения за тот или иной период, общая продолжительность выпадения относятся к категории случайных явлений. Количественные закономерности в случайных явлениях при массовых их повторениях рассматриваются в теории вероятностей. Она оперирует такими понятиями, как событие и его вероятность.

Событие – это всякий факт, который может произойти или не произойти. *Вероятность* (или частота появления события) – это количественная оценка возможности появления данного случайного события. Если при некоторых условиях из n возможных событий должно произойти одно и нет никаких оснований отдать предпочтение какому-либо из них, то считается, что эти события имеют одинаковую вероятность: $p = 1/n$. Если событие A появляется в m случаях (благоприятных исходах) при общем их числе n, то вероятность его наступления $p = m/n$. Невозможному событию соответствует вероятность 0, а достоверному – 1. *Случайной величиной* в теории вероятности считается такая, которая может принять то или иное значение, причем заранее не известно, какое, но известна вероятность появления того или иного ее значения. Случайные величины появляются в том случае, если какая-либо величина определяется достаточно большим числом неучтенных не зависящих друг от друга величин. Например, максимальный слой талых вод определяется снеговыми запасами, интенсивностью нарастания положительных температур, наличием в этот период дождей, числом дней с солнечной радиацией и т.п. Случайная величина характеризуется совокупностью возможных ее значений и вероятностью, с которой эти значения могут появляться. Эти данные отражают закон распределения случайной величины.

Наиболее простым и достаточно широко распространенным для математического описания явлений природы и процессов технических является нормальный закон распределения плотности вероятностей, или

закон Гаусса. *Нормальное распределение* представляет собой распределение совершенно случайных чисел относительно некоторого среднего значения. Это симметричное распределение колоколообразной формы с площадью под кривой, равной единице.

Однако климатические и гидрографические явления очень редко подчиняются нормальному закону распределения. Большинство кривых распределения, полученных в результате обработки данных наблюдений, например, за выпадением суточных слоев осадков, имеют асимметричный вид (рис. 1.5). При анализе вероятностей распределения данных (кривых распределения) используются следующие понятия.

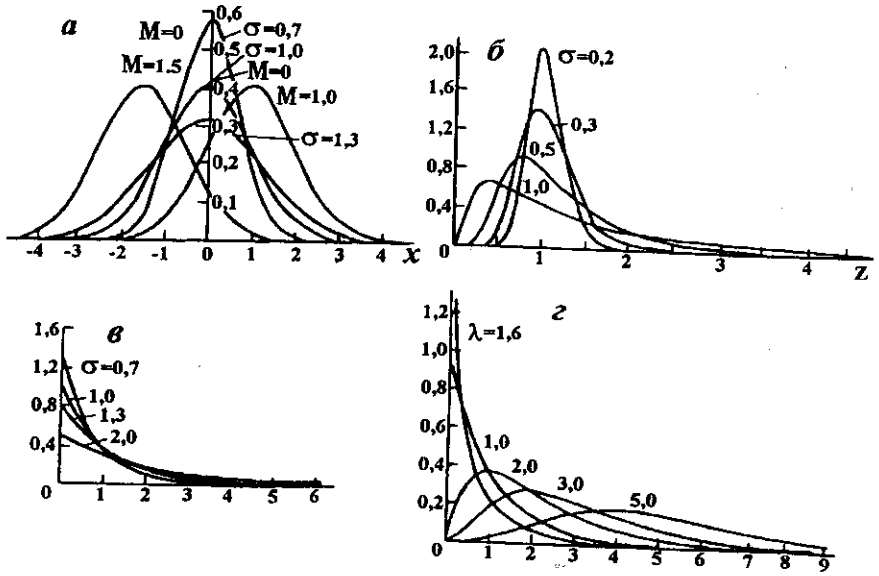


Рис. 1.5. Формы кривых различных распределений вероятностей: *а* – нормальное распределение с различными средними значениями M и дисперсиями σ; *б* – логарифмически-нормальное распределение; *в* – показательное распределение; *г* – гамма-распределение (λ – параметр гамма-функции)

Среднее арифметическое, или просто среднее значение (норма) – центр тяжести распределения, т.е. характеристика математического ожидания M. Среднее значение генеральной совокупности

$$M = \int x\,dp, \tag{1.3}$$

а среднее значение выборки $\bar{x}$

$$\bar{x} = \sum x/n. \tag{1.4}$$

Здесь x – переменная величина; n – число наблюдений; p – вероятность появления значения x.

При большом числе наблюдений $(n \to \infty)\ \bar{x}$ сходится к математическому ожиданию M по вероятности. Точка на оси абсцисс кривой распределения плотности вероятностей, отвечающая норме (или математическому ожиданию), называется центром распределения. Модой случайной величины называется такое ее значение $x = M_0$, которому отвечает наибольшая вероятность появления (максимальная ордината кривой распределения вероятностей). Медианой называется такое значение x (Me), ордината которого делит площадь, ограниченную кривой распределения плотности вероятностей (распределения частот), на две равные части. Следовательно, площадь каждой части равна 0,5. Me соответствует обеспеченность, равная 50 %.

Расстояние между центром распределения и модой есть радиус асимметрии R_0 – характеристика несимметричности кривой распределения. Мерой рассеяния (изменчивости) случайной величины около ее центра распределения является дисперсия случайной величины σ (в теории вероятностей называется центральным моментом второго порядка). Корень квадратный из дисперсии называют стандартом, а отношение среднего квадратичного отклонения к норме – коэффициентом вариации C_v:

$$C_v = \sqrt{\sum (x_i\ \bar{x} - 1)^2 / (n-1)}. \tag{1.5}$$

Асимметричность кривой распределения вероятностей характеризуется третьим центральным моментом, а его отношение к кубу среднего квадратичного отклонения называется коэффициентом асимметрии:

$$C_s = \sum (x_i / \bar{x} - 1)^3 / nC_v^3. \tag{1.6}$$

Интегральный закон распределения обычно выражают функцией обеспеченности. *Обеспеченность* – это вероятность появления случайной величины, равной или большей заданного значения, или вероятность превышения случайной величины. Статистические кривые распределения плотности вероятностей обладают некоторыми характерными особенностями. Отклонения от центра распределения в сторону максимальных значений осадков намного больше, чем отклонения в сторону малых. Осадки меньше нормы выпадают чаще, чем осадки больше нормы. Следовательно, мода расположена левее центра распределения, что объясняется положительной асимметрией кривой (выбросы в сторону максимальных значений очень редки, но столь велики, что их доля в сумме кубов отклонений весьма существенна).

Для аппроксимации асимметричного распределения вероятностей практически используются:

- логарифмически-нормальное распределение (нормальное распределение логарифмов переменной);
- гамма-распределение (распределение Пирсона типа III, одно из группы семейств распределений, предложенных американским математиком Карлом Пирсоном) – асимметричная кривая проходит через ноль.

Отклонения от среднего значения ординат логарифмически-нормальной и биномиальной кривой обеспеченности, нормированные по коэффициенту вариации $(x/\bar{x}-1)/C_v = \Phi(p, C_s)$, даны в прил. 2 и 3. С помощью этих таблиц могут быть вычислены суточные осадки различной обеспеченности H_p:

$$H_p = \overline{H}(1 + C_v\Phi), \qquad (1.7)$$

где $\overline{H}$ – среднее значение суточного слоя осадков.

Если $C_s \geq 3C_v$, то значения Ф следует брать для логарифмически-нормальной кривой обеспеченности (прил. 2), а при $C_s \approx 2C_v$ – по биномиальной кривой гамма-распределения (прил. 3). Тогда при $C_s < 2C_v$ по этой кривой получим отрицательные значения слоя осадков, что лишено физического смысла. В таком случае следует пользоваться кривыми трехпараметрического гамма-распределения Менкеля–Крицкого.

Хотя осадки и сток в какой-то мере случайны, они изменяются в

определенных пределах, которые зависят от климатических и других природных условий, и даже следуют определенной тенденции. Интенсивность ливней обычно имеет характерное распределение с некоторым средним значением и дисперсией. Сумму ливневых осадков любой заданной продолжительности можно связать с их повторяемостью (рис. 1.6).

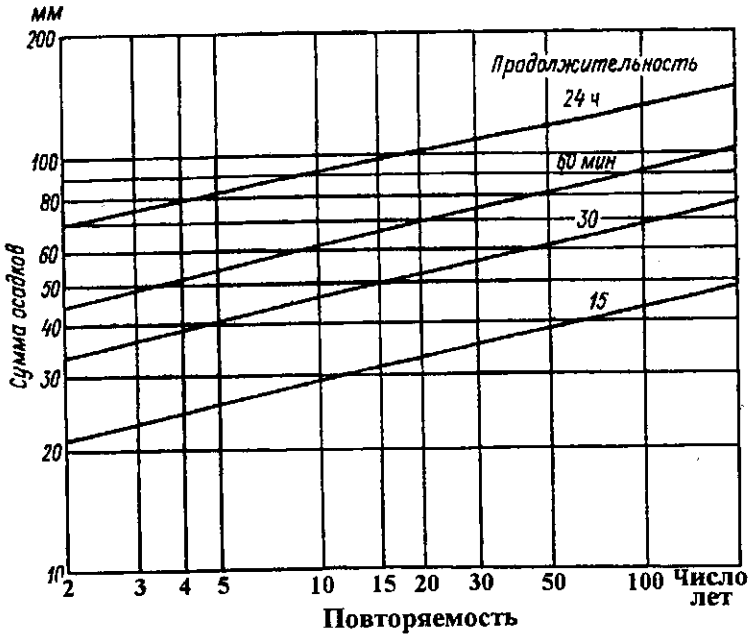


Рис. 1.6. Зависимость между суммой осадков, их продолжительностью и повторяемостью

Осадки имеют более выраженные распределения вероятностей, чем сток. Сток, или расходы воды в коллекторах, можно описать при помощи какой-либо кривой распределения, но ее параметры сложнее, чем для кривой распределения ливневых осадков. Распределение стока и даже связь между стоком и осадками невозможно аппроксимировать математическим выражением. Такие факторы, как условия предшествующего увлажнения, различные условия образования стока, зависимости между аккумуляцией и расходом на водосборе и сложный рельеф придают зависимости между стоком и осадками нелинейный характер. Поэтому мгновенные значения расходов имеют определенное распределение частот

(см., например, рис.1.7), которое может совпадать, а может и не совпадать с некоторой математической функцией.

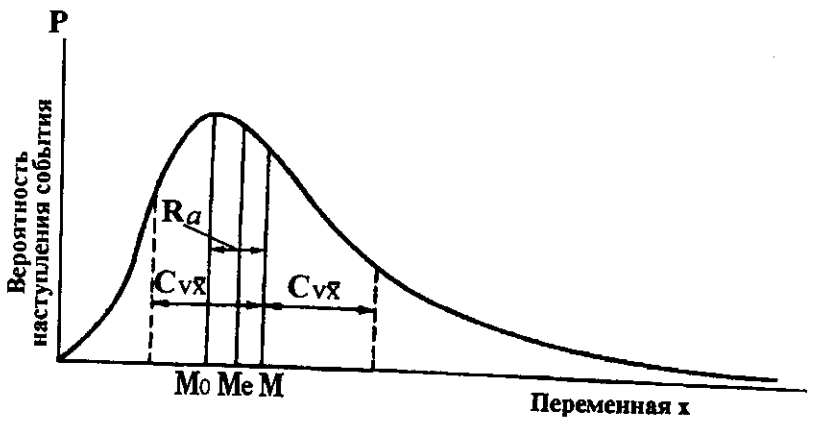


Рис. 1.7. Распределение вероятностей

Для дождевой канализации представляют интерес главным образом верхние экстремальные значения расходов воды, их распределение можно анализировать следующим образом. В ряд известных данных (полученных обычно экспериментальным путем) включают в хронологической последовательности максимальные расходы воды всех ливней за весь период наблюдений. Затем берут только максимальный расход в каждый год. Ранжируя эти максимумы по их числовым значениям (рис. 1.8,б), получим распределение превышений экстремальных значений, т.е. частную серию годовых максимумов. Если бы мы включили в анализ все максимальные расходы ряда (выше некоторого заданного значения), то получили бы полную серию.

Различия в результатах при этих двух способах формирования серий существенны только при частой повторяемости, причем для частной серии повторяемость получится меньше, чем для полной. При повторяемости свыше 10 лет оба ряда дадут практически одинаковый результат.

Вероятность достижения или превышения какого-то расхода в любой гидрологический год представляет величину, обратную повторяемости

его появления. Так, расход, который достигается или превышается в среднем один раз за каждые 50 лет имеет вероятность 2 %. В гидрологическом анализе вместо вероятности используют частоту, или повторяемость. При этом



Рис. 1.8. Серии гидрологических данных:
а – расположение расходов воды в порядке их появления: *I* – исходный ряд; *II* – годовые максимумы (частная серия годовых максимумов); *III* – годовые максимумы, превышающие заданное значение (полная серия); *б* – расположение расходов воды (годовых максимумов и расходов свыше некоторого заданного значения) в ранжированном порядке; *1* – полная серия; *2* – частная серия

$$P(X \geq x) = 1/T. \qquad (1.8)$$

Соответственно

$$P(X < x) = 1 - 1/T, \qquad (1.9)$$

где $P(X < x)$ – вероятность того, что годовой максимальный ливневый расход воды X будет меньше x; T – повторяемость расхода ливня со значением x.

Оценку T по ранжированной выборке производят по-разному. Если

выборка ранжирована в порядке убывания значений, значение T можно вычислить по формуле

$$T = (n+1)/m, \qquad (1.10)$$

где n – число событий (или лет наблюдений) и m – порядковый номер значения в ранжированном ряду, меняющийся от 1 до наибольшего значения, равного n.

Повторяемость средних и минимальных наблюденных величин T в гидрологических расчетах принято определять по формуле

$$T = (n+0{,}4)/(m-0{,}3). \qquad (1.11)$$

Значения распределения по разные стороны от среднего будут разные.

1.6. Водохозяйственные мероприятия на водосборе

Развитие современного общества неразрывно связано с развитием городов и поселков. Дождевые воды смывают с крыш, бетонных и асфальтированных дорожных покрытий загрязнения, которые попадают в водоемы.

Наличие воды на поверхности дорог затрудняет движение транспорта и может создавать аварийную обстановку. Накопление воды в пониженных местах приводит к затоплению подземных переходов и подвалов зданий, что ведет к порче находящегося там имущества и повреждению оборудования.

Чтобы избежать этих отрицательных последствий, следует проводить различные водохозяйственные мероприятия на водосборе. Одним из них является организованный сбор и удаление поверхностного стока с территории путем устройства системы водоотведения.

Элементами дождевых систем водоотведения являются: 1 – различные водонепроницаемые поверхности, водохранилища, насыпи, водосточные канавы и ливнестоки; 2 – трубопроводы (коллекторы), регулирующие сооружения, водопропускные устройства под путепроводами, водоочистные сооружения и накопительные бассейны.

От количества и качества стока зависят размеры и стоимость

сооружений, а также величина возможного ущерба. Поэтому для рациональной организации хозяйственной деятельности на водосборе необходима продуманная система мероприятий: аккумулирование стока на месте, регулярная уборка территорий, своевременный вывоз мусора, мониторинг стока (наблюдение, оценка и прогнозирование в связи с хозяйственной деятельностью) и его очистка, а также страхование, создание систем оповещения о затоплениях, введение норм застройки в зонах затопления.

В США и странах Европы сток регулируется путем использования таких приемов, как задержание ливневого стока, пополнение подземных вод, создание шероховатых поверхностей для торможения потока и разъединение водонепроницаемых поверхностей (рис. 1.9).

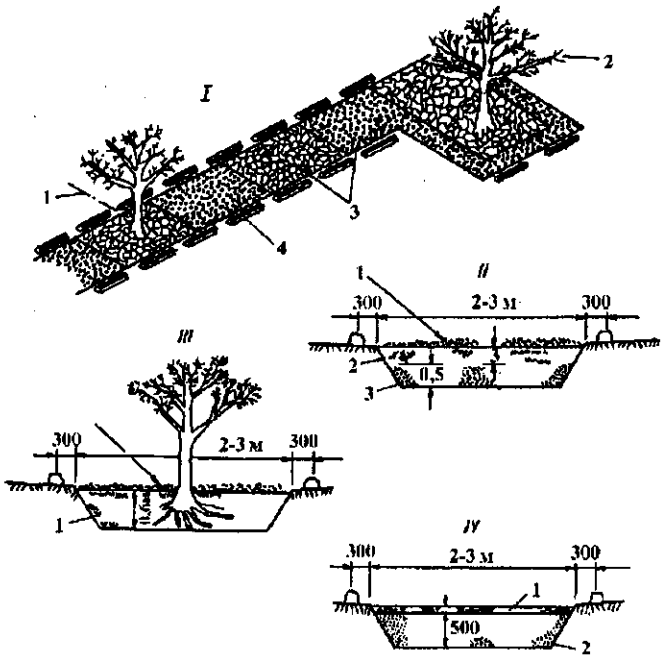


Рис. 1.9. Элементы разделительной полосы для дренирования автостоянок:

I – разделительная полоса (*1* – деревья; *2* – чередующиеся участки с покрытием из камней и грунта; *3* – амортизирующие поры); II – поперечный разрез участка с грунтовым покрытием (*1* – грунтовое покрытие; *2* – верхний слой почвы; *3* – гравий); III – поперечный разрез на участке дерева (*1* – почва); IV – поперечный разрез участка с наброской камней поверху (*1* – крупные камни (25–100 мм); *2* – гравий)

Для уменьшения стока может быть предусмотрено увеличение времени концентрации стока путем повышения шероховатости поверхности и создания буферных водохранилищ, перехват части стока с помощью отводящих сооружений и накопительных бассейнов и уменьшения избыточного стока (бассейны фильтрации, распахивание водосборов и устройства коллекторов с пониженной пропускной способностью в сочетании с устройством поверхностных каналов).

Прилегающие к городу автостоянки и парки, расположенные в низинах, могут выполнять в чрезвычайных обстоятельствах роль буферных водохранилищ.

Открытый канал обычно более надежен при ливневых паводках, чем закрытый водовод, так как с увеличением глубины пропускная способность его быстро возрастает.

Выбор системы или их комбинаций для конкретного водосбора зависит от его характеристики: рельефа, типа почв и растительного покрова, климата (режима осадков и испарения), допустимого риска и последствий затопления.

Необходимо информировать население угрожаемых районов о надежности возводимых сооружений, уровнях затопления и условиях страхования от его последствий.

1.7. Условия формирования поверхностного стока

Чтобы правильно оценить поверхностный сток во время ливней с освоенных территорий, следует понимать суть процесса формирования стока и знать все влияющие на него факторы.

При выпадении осадков значительная часть их либо испаряется, либо поглощается или остается на поверхности, на которую они выпали. Среднее годовое испарение меняется от 200 мм в условиях холодного и влажного климата до 2000 мм в жарких засушливых районах. Его максимальная интенсивность может достигать 0,3 мм/ч. Хотя интенсивность испарения мала по сравнению с интенсивностью осадков (например, несильный ливень может иметь интенсивность более 10 мм/ч), испарение продолжается и после прекращения дождя. Поэтому общие потери с крупных водосборов и водосборов с большим временем концентрации стока могут быть значительными.

Часть дождевых осадков будет задерживаться растительностью. Возможный суммарный перехват осадков деревьями находится в пределах 2–10 мм. Происходит задержание и накопление осадков в углублениях поверхности. Наблюдения показывают, что величина задержанного слоя воды, как бы потерянного для стока, составляет: 5 мм на песке, 4 мм на газонах и 3 мм на глинистых поверхностях, в общем, потери изменяются от 1 мм на мощеных поверхностях до 10 мм в садах.

Вода, выпадающая на пористые поверхности, просачивается в них со скоростью $U_ф$, которая зависит от водопроницаемости поверхности грунта и начального влагосодержания. За период ливня интенсивность инфильтрации уменьшается по мере заполнения водой пор грунта и подъема водного зеркала. Интенсивность инфильтрации за 1 ч можно с достаточной точностью принять: для глины – 0,2–2 мм/ч, для суглинка – 2–10 мм/ч и для песчаных почв – 12–25 мм/ч. При наличии растительного покрова эти значения могут возрасти до 200 мм/ч на засеянном поле с песчаной почвой.

Для задержания стока на месте его формирования целесообразно выводить водосточные канавы и трубы на водопроницаемые и занятые растительностью участки. Аккумулируемая вода распространяется при этом на большой площади, и ее слой оказывается совсем незначительным. На территориях, совершенно не имеющих открытой поверхности, следует создавать бассейны-накопители и пористые поверхности, устраивать небольшие сети ливневой канализации из труб с ограниченной пропускной способностью.

Снижение интенсивности стока позволяет уменьшить эрозию почв и концентрацию загрязняющих веществ. В некоторых странах, чтобы ослабить концентрацию стока, устраивают крыши без водосточных желобов. Если сток с крыш направить в сад или огород, он будет задерживаться и интенсивность его уменьшится.

В плотно застроенных торговых и промышленных районах для задержания стока можно использовать автостоянки. Рядом с автостоянками устраиваются пористые обочины для поглощения или перемещения избыточного стока (см. рис. 1.9). На них будет также перехватываться неканализованный (склоновый) сток и замедляться поступление воды в коллекторы дождевой канализации.

Сток с водосбора после выпадения дождя возрастает до некоторого максимума и затем убывает. Гидрограф представляет собой график

расходов воды в различные моменты времени. Форма гидрографа зависит от многих факторов, в том числе от характеристик ливня и рельефа водосбора. Форма ветви подъема гидрографа зависит от интенсивности концентрации избыточных осадков или стока. На первой стадии ливня часть выпавших на водосбор осадков не будет участвовать в стоке вследствие аккумуляции на поверхности потерь на инфильтрацию.

В процессе дальнейшего выпадения дождя потери будут уменьшаться и все большее количество осадков начнет участвовать в стоке. Поэтому расходы на ветви подъема гидрографа будут возрастать по экспоненциальной зависимости. Через некоторое время сток с самых удаленных частей водосбора достигнет замыкающего створа (время концентрации стока) и расходы перестанут расти. После уменьшения притока (снижения интенсивности выпадения осадков) сток будет убывать на ветви спада гидрографа асимптотически. Продолжающиеся потери с поверхности могут быстро уменьшить сток до нуля. С другой стороны, уровень подземных вод может подняться так высоко, что водоносные слои станут отдавать часть запаса, увеличивая общий расход.

При организации системы водоотведения надо знать расчетные характеристики стока.

1.8. Системы сбора и отведения поверхностного стока

Организованное удаление атмосферных осадков, выпавших на поверхность земли, является одним из основных требований благоустройства населенных мест и промышленных территорий.

Отвод дождевых и талых вод в городских условиях может производиться: а) самостоятельно – по открытым лоткам и каналам или подземными трубопроводами (раздельная система водоотведения); б) совместно с бытовыми и производственными сточными водами (общесплавная система водоотведения); в) полураздельно, когда вода, собираемая уличными дождевыми коллекторами при небольших дождях, и первые наиболее загрязненные порции дождевых вод при любых дождях, а также талые и поливомоечные воды через разделительные камеры попадают в главный общесплавной коллектор и отводятся вместе с бытовыми и производственными водами на очистные сооружения, а при сильных ливнях вода из уличных дождевых коллекторов через разделительные

камеры полностью или частично сбрасывается в водный объект без очистки (полураздельная система водоотведения).

В разных районах населенного пункта в зависимости от местных условий, степени благоустройства и рельефа, условий развития водоотводящей системы применяются различные комбинации систем водоотведения.

В настоящее время дождевые и талые воды с территорий промышленных предприятий, а иногда и с территорий населенных пунктов, рекомендуется использовать как дополнительный источник технического водоснабжения промпредприятия после предварительной очистки. В ряде случаев целесообразно поверхностный сток с территорий близко расположенных промпредприятий собирать в один коллектор и направлять на единые очистные сооружения, а затем использовать на тех предприятиях, где требуется наибольшее количество технической воды.

Возможно также накопление и использование стока с территории населенных пунктов для орошения сельскохозяйственных полей, а иногда, после очистки, – и для питьевого водоснабжения.

В дождевую сеть водоотведения наряду с дождевыми, талыми и поливомоечными водами разрешается сбрасывать дренажные воды, стоки после охлаждения производственных установок и некоторые другие производственные стоки (при нецелесообразности использования их для оборотного водоснабжения) после соответствующей очистки, а также по согласованию с органами Госкомитета по охране природы, санитарно-эпидемиологической службы и рыбоохраны.

В соответствии с "Техническими указаниями" [31] поверхностный сток перед сбросом в водные объекты должен очищаться. При этом рекомендуется подвергать очистке полностью поливомоечный и талый стоки, а также значительную часть годового объема дождевых вод. Количество дождевого стока, направляемого на очистные сооружения, и степень его очистки назначают исходя из местных условий на основе нормативных документов с учетом требований природоохранных органов и санэпидслужбы. По согласованию с этими организациями разрешается сбрасывать поверхностный сток в водные объекты без очистки только с небольших застроенных территорий площадью до 0,2 м^2 и с городских лесопарков.

Поскольку расход стока дождевых вод быстро нарастает и достигает максимума, а затем снижается до полного прекращения стока и

продолжительность максимального расхода сравнительно мала, а на очистные сооружения целесообразно подавать воду с мало изменяющимися расходами, для уменьшения размеров очистных сооружений и мощности установленного там оборудования рекомендуется устраивать перед очистными сооружениями регулирующие резервуары.

Сеть водоотвода может быть закрытого, открытого и смешанного типа. *Водоотвод закрытого типа* состоит из лотков, входящих в нормальную конструкцию улиц, тротуаров и благоустроенных дворовых территорий, дождеприемных колодцев, принимающих воду из лотков в закрытую сеть, трубопроводов диаметром 0,2–0,4 м, отводящих воду от дождеприемных колодцев к сети трубопроводов, отводящих сток. Закрытая система водоотвода наиболее совершенна и отвечает всем требованиям благоустройства городской территории.

Водоотвод открытого типа состоит из лотков и кюветов, входящих в нормальную конструкцию улиц и тротуаров, водоотводящих канав, русел ручьев и малых речек, мостиков и труб в местах пересечения с улицами, тротуарами и въездами в кварталы. Водоотводы этого типа являются наиболее простыми и экономичными. *Водоотвод смешанного типа* состоит из элементов закрытой и открытой сети.

Выбор системы и типа водоотведения, а также схем расположения дождевых коллекторов выполняют на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом санитарно-гигиенических показателей. В странах Западной Европы и в США наибольшее распространение получила общесплавная система, также широко применяется комбинированная система. В ФРГ и Франции общесплавная система устраивается в основном в городах с числом жителей 1–3 тыс. человек, а в США – с населением свыше 10–25 тыс. человек. Столицы большинства стран канализованы по общесплавной или комбинированной системе. Общесплавная система нашла применение в Петербурге, Тбилиси, Одессе, в городах прибалтийских республик и Западной Украины.

В последние годы в связи с возросшими санитарными требованиями и необходимостью очистки поверхностного стока наиболее экономичной и перспективной считается полураздельная система. В Москве и Харькове и ряде других городов разработаны проекты реконструкции полных систем в полураздельные.

Выпуск поверхностного стока в водоемы (пруды и водохранилища) не разрешается в пределах населенного пункта, а в водотоки, протекающие

в пределах населенного пункта, возможен только при скорости течения воды в них более 0,05 м/с и расходах более 1 м³/с. Запрещен сброс поверхностных вод в границах первого пояса зоны санитарной охраны водопровода, в местах, отведенных под пляжи, и в размываемые овраги, если не проведены мероприятия по их укреплению.

1.9. Краткая история развития дождевой канализации

Сооружения для отвода атмосферных осадков известны с глубокой древности. Археологические исследования показывают, что в Индии за 5000–6000 лет, а в Египте более чем за 2500 лет до нашей эры имелись выложенные из кирпича и камня каналы, по которым вода отводилась во рвы, обычно окружавшие города. Уже в этот период отдельные дворцы и храмы устраивались с плоскими крышами и замощенными дворами, оборудованными внутренними водостоками. Атмосферные осадки отводились по скату к сборным лоткам, выдолбленным в кровле, а дождевые воды с замощенных дворов удалялись по каменным желобам, лоткам и даже гончарным трубопроводам.

Системы водостоков и водосточные каналы существовали в Древней Греции и в Древнем Риме. Характерным примером служит главный водосточный канал "клоака максима", построенный в Риме в IV в. до н.э. и частично сохранившийся до настоящего времени.

В России дренажные трубы впервые были проложены в Новгороде Великом еще в XI в. В XIV в. там же были применены круглые деревянные водосточные трубы. Новгород Великий – первый город в Европе, в котором в XI в. были замощены все улицы. Начало работ по устройству водосточной сети в Москве относится к середине XIV в., к моменту сооружения на территории Кремля закрытого деревянного канала для отвода ливневых вод в р. Москву. В XVII в. в Москве прокладываются водосточные каналы из камня по Тверской улице, уже в то время замощенной твердым белым камнем.

В XVIII в. в связи со значительным масштабом работ по замощению улиц строительство водостоков в России получает широкое для того времени развитие. В отдельных владениях устраиваются внутренние водостоки. При устройстве улиц необходимо было уделять внимание отведению атмосферных вод. Екатерина II в 1770 г. своим Указом повелела

начать строительство на главных улицах Петербурга подземных каналов для отвода дождевых вод. Трубы укладывали из кирпича или устраивали из деревянных щитов, собранных из пластин. В определенных местах над трубами устраивались колодцы, перекрытые сверху металлическими решетками, через которые поверхностная вода попадала в трубы и по ним стекала в реки и каналы. Эти приемные колодцы представляли собой первый тип дождеприемников отечественной конструкции. Вода из приемных колодцев поступала в кирпичные каналы (высотой до 1,2 м и шириной 0,9 м и более), по которым отводилась в р. Неву; сечение отдельных кирпичных каналов достигало 14 м^2. Уже в 1832 г. общая длина подземных водостоков в Петербурге составляла 95 км, в то время как длина парижских водостоков в этот период не превышала 50 км. К концу XVIII в. замощенные улицы имелись и в других городах России.

В начале XIX в. (1812–1817 гг.) в Москве ведутся работы по заключению р. Неглинки в закрытый канал, предназначенный для отвода ливневых и хозяйственно-бытовых сточных вод в р. Москву. Во второй половине XIX в. начинается строительство подземных сетей дождевой канализации по схеме, близкой к современной. В течение XIX и начале XX в. водостоки строятся во многих российских городах. К этому же времени относится строительство общесплавных систем канализации в Гатчине, Самаре, Выборге, Орехово-Зуеве, Пензе, Пскове, Рыбинске, Симбирске и др.

В настоящее время при застройке населенных пунктов многоэтажными зданиями устраиваются современные системы отведения поверхностных стоков, в основном закрытые, т.е. в виде подземных трубопроводов.

Несмотря на то, что дождевые и общесплавные канализации строятся очень давно, научно обоснованные методы их расчета отсутствовали. В настоящее время хорошо зарекомендовал себя на практике так называемый рациональный метод определения расчетных расходов, предложенный в 1851 г. ирландским инженером Мальвани, основанный на допущении, что любой водосбор имеет характерное время концентрации стока, равное времени добегания стока до замыкающего створа. По этому методу, используя данные об осадках в рассматриваемом районе, можно выбрать интенсивность ливня и перейти от нее к интенсивности стока на конкретном водосборе. В США этот метод впервые применил Кучлинг в 1889 г., а в Англии – Ллойд-Девис в 1905 г.

Исключительная роль в создании стройной "теории ливней" и на ее основе – оригинального метода расчета дождевого стока, известного как "способ предельных интенсивностей", принадлежит проф. П. Ф. Горбачеву. В своей работе "Методы расчета ливневого стока" П. Ф. Горбачев писал, что предложенный способ предельных интенсивностей исходит не из эмпирического подбора местных метеорологических данных для каждого проекта ливневой канализации, как в Америке, а из общего теоретического обоснования расчетов для всех случаев, т.е. из "теории ливней", позволяя охватить и учесть все многообразие местных и временных условий стока.

Крупные теоретические исследования с постановкой обширных экспериментов проведены проф. Н. Н. Беловым. Значительный вклад в исследования вопросов дождевой и общесплавной канализации внесли д-р техн. наук Г. Г. Шигорин и канд. техн. наук М. В. Молоков. Большой объем научно-исследовательских работ по формированию, отведению и регулированию дождевого стока выполнен в СПбГАСУ.

Ранее дождевые воды относили к условно-чистым, и их без ограничения можно было отводить в водоемы. Исследованиями установлено, что в дождевых и талых водах содержится значительное количество загрязнений (нерастворенных примесей, нефтепродуктов, солей тяжелых металлов и др.), поэтому в последние десятилетия уделяется большое внимание очистке дождевых и талых вод, особенно с территорий промышленных предприятий, автозаправочных станций и других объектов. Исследования по отведению и очистке дождевых и талых вод (с учетом возросших требований к степени их очистки) проводились и проводятся в ряде НИИ и на кафедрах строительных вузов (ГНЦ ВОДГЕО, НИИ КВОВ, СПбНИИ АКХ, МГСУ, СПбГАСУ, ННГАСУ, Волг. ГАСА и др.).

Глава 2. ФОРМИРОВАНИЕ ДОЖДЕВЫХ СТОКОВ

2.1. Процесс формирования расходов в сетях водоотведения

Расходы дождевых вод в сетях водоотведения формируются в результате сложных процессов, происходящих на поверхности бассейна стока и в самой сети. Сток воды начинается после того, как поверхность будет смочена, вода заполнит ее неровности и интенсивность выпадения дождя будет превышать интенсивность впитывания воды в грунт.

Процесс формирования расхода можно проследить на простой прямоугольной модели водосбора (рис. 2.1). После начала стока расход в конечном сечении водосбора будет увеличиваться вследствие притока к нему дождевой воды, выпавшей на вышерасположенных участках водосбора. Если бы дождь выпадал с постоянной интенсивностью, то в любой момент времени t, когда длина действующей части водосбора равна x, расход был бы равен

$$Q = \psi \cdot i \cdot F \cdot x/L, \qquad (2.1)$$

где F – площадь водосбора при общей длине L.

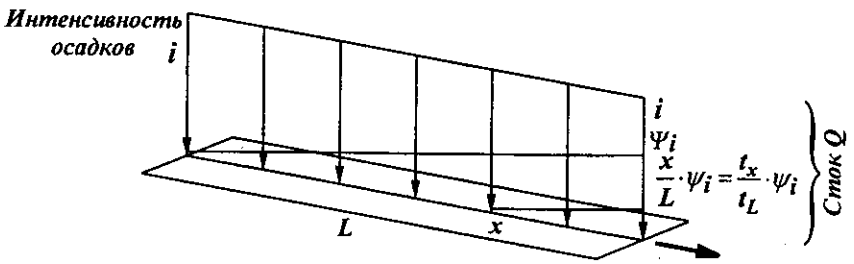


Рис. 2.1. Распределение осадков и сток в простой модели водосбора

Если время концентрации стока не зависит от расхода, то $x/L = t_x/t_L$, где t_x – время концентрации стока на расстоянии x. В результате, как показано на рис. 2.2, ветвь подъема гидрографа будет представлена

прямой линией до тех пор, пока сток не начнет поступать со всей площади F водосбора. С прекращением дождя сток начнет убывать. Предполагая скорость течения постоянной, получаем, что время спада гидрографа, как и время подъема, составит $t_к = t_L$, т.е. $t_к$ равно времени концентрации стока на всем водосборе.

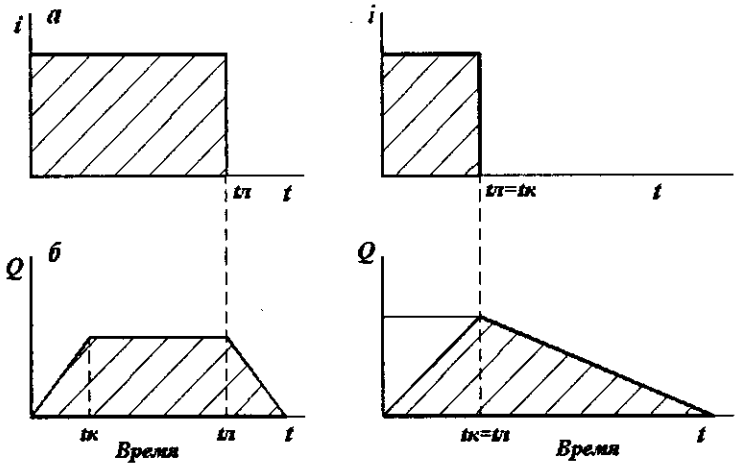


Рис. 2.2. Ход осадков (i) и стока (Q) во времени:
$а$ – гистограмма; $б$ – гидрограф

Рис. 2.3. Осадки (i) и сток (Q) при $t_п = t_к$

Если дождь прекратится в момент времени $t_к$, гидрограф приобретет форму треугольника с основанием $2t_к$ (рис. 2.3). Следовательно, площадь под треугольным гидрографом будет равна $\psi \cdot i \cdot F \cdot t_к$. Из этого следует, что коэффициент стока ψ представляет собой отношение объема стока к объему осадков, а также отношение максимальной интенсивности стока к интенсивности осадков.

По мере увеличения расхода воды увеличиваются глубина потока и скорость течения, изменяется гидравлический уклон. Все это оказывает влияние на образование расхода воды в различных сечениях потока. Обычно время спада гидрографа больше $t_к$, ибо скорость течения убывает с уменьшением глубины потока.

Коэффициент ψ учитывает начальные потери от аккумуляции в

депрессиях, а также от инфильтрации в процессе стока. Интенсивность выпадения дождя непрерывно изменяется, и даже средняя его интенсивность уменьшается с увеличением периода времени выпадения, поэтому движение стекающей дождевой воды в трубах и каналах носит неустановившийся характер с переменным расходом. При этом гидравлический расчет сети должен быть увязан с метеорологическим расчетом. Точный гидравлический расчет стока, базирующийся на грубых метеорологических допущениях, теряет всякий смысл, как и точный метеорологический расчет без учета гидравлических закономерностей. Учитывая сложность расчета неустановившегося течения воды и тесную взаимосвязь этих расчетов с уровнем метеорологических знаний, расчет дождевой и общесплавной концентрации практически ведут по зависимостям установившегося движения воды. Если принять, что дождь выпадает с постоянной интенсивностью достаточно длительное время (больше, чем время добегания воды от наиболее удаленной точки бассейна стока до рассматриваемого сечения), то движение стекающих дождевых вод в рассматриваемом сечении можно считать установившимся с расходом (л/с):

$$Q = \psi \cdot q \cdot F, \qquad (2.2)$$

где q – интенсивность дождя (л/с) на 1 га; при выражении интенсивности в мм/мин через i их взаимосвязь такая:

$$q = 0{,}001 \cdot 10000 \cdot 1000 \cdot i/60 = 166{,}7 \cdot i;$$

F – площадь бассейна стока, га.

Так первоначально оценивался расход при расчетах дождевых водостоков, причем интенсивность q принималась по некоторым случайным наблюдениям и распространялась на дождь любой длительности.

Метеорологические данные показали, что сильные дожди часто имеют небольшую продолжительность и не дают одновременного стока с достаточно больших площадей. В то время, когда к низовому сечению подойдет вода от удаленных участков бассейна, сток с близлежащих участков уже прекратится. Так что расход от дождя определенной, небольшой продолжительности будет определяться не всей площадью

бассейна F, а лишь некоторой ее частью – φF. Коэффициент неодновременности стока $\varphi < 1{,}0$ получил название коэффициента замедления стока.

Для определения коэффициента φ был предложен целый ряд формул в зависимости от площади стока или длины коллектора, а также от уклона местности. Так, например, при расчете канализации Москвы в свое время объединенные коэффициенты стока ψ и замедления стока φ определялись по формуле

$$\psi \cdot \varphi = 0{,}54 \sqrt[4]{I \quad F},$$

где I – уклон местности, %; F – площадь бассейна стока, десятины.

Коэффициент замедления стока в скрытом виде учитывал время добегания выпавшей дождевой воды от наиболее удаленных точек бассейна до рассматриваемого сечения. Если же продолжительность выпадения дождя равна времени добегания воды от наиболее удаленных точек бассейна, то к концу выпадения дождя вся площадь бассейна будет участвовать в формировании расхода, т.е. со всей площади бассейна будет одновременный сток. При продолжительности дождя меньше времени добегания только часть площади будет участвовать в одновременном стоке, причем тем большая, чем больше продолжительность дождя. Если увеличение площади одновременного стока происходит пропорционально времени выпадения и быстрее, чем уменьшается интенсивность дождя, то расход стока, равный произведению площади на интенсивность, будет тем больше, чем большая площадь участвует в одновременном стоке. После того, как вся площадь бассейна включится в сток, дальнейшее увеличение продолжительности выпадения дождя вследствие уменьшения его интенсивности уже не приведет к увеличению расхода.

Таким образом, наибольший расход в рассматриваемом сечении может быть получен путем умножения всей площади стока на интенсивность выпадения дождя, отвечающую его продолжительности, равной времени добегания воды от наиболее удаленных участков бассейна. Это положение легло в основу уже упоминавшегося "метода предельных интенсивностей", разработанного П. Ф. Горбачевым в 1915–1922 гг., который используется в настоящее время при расчете дождевых и общесплавных сетей водоотведения.

2.2. Формирование дождевого стока с помощью изохрон

Дождевые стоки образуются в водоотводящих коллекторах в результате сравнительно кратковременного поступления в них больших количеств воды с бассейна площадью F (рис. 2.4), на которую выпадает дождь. Изменение количества выпавших осадков представлено графически на рис. 2.5. Стекание воды с бассейна происходит вдоль линии $АБ$ в сторону конечного сечения $Б$ (см. рис. 2.4). Если для каждой точки бассейна вычислить время добегания до конечного сечения τ и затем провести через точки с равным временем добегания линии, получим изохроны – линии равного времени добегания воды со склонов бассейна до конечного сечения $Б$. Скорости стекания обычно значительно изменяются в начале дождя и в конечный период стока после прекращения выпадения дождя, а в течение большей части процесса стока изменяются мало. Поэтому можно допустить, что изохроны сохраняют постоянное среднее положение, соответствующее средним скоростям протока.

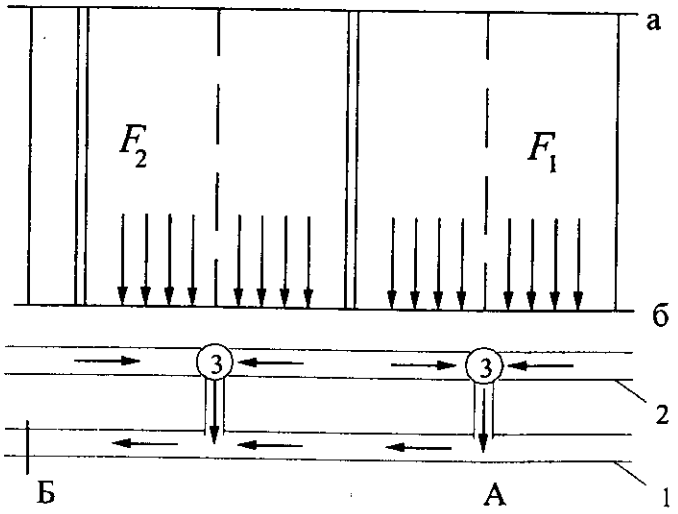


Рис. 2.4. Схема дождевого стока с площади бассейна F в коллектор:
1 – водосток; *2* – лоток; *3* – дождеприемник

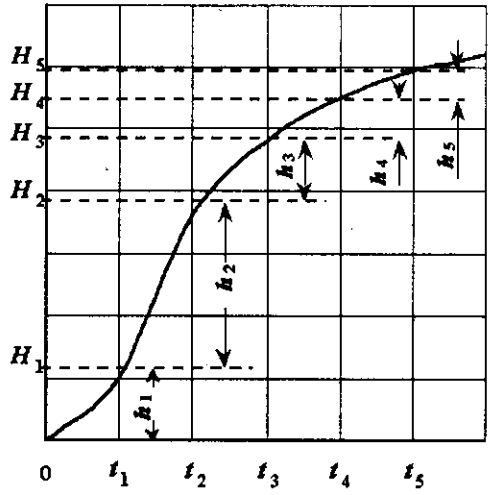


Рис. 2.5. Гистограмма дождя

Всю площадь F с помощью изохрон (рис. 2.6) разобьем на площади одновременного стока f_1, f_2, f_3, f_4 и f_5, отвечающие продолжительности добегания τ, соответственно 1, 2, 3, 4 и 5 мин. Поскольку потери на просачивание воды в грунт могут быть учтены умножением интенсивности выпадения дождя на коэффициент стока, будем в дальнейшем рассматривать сток без учета потерь.

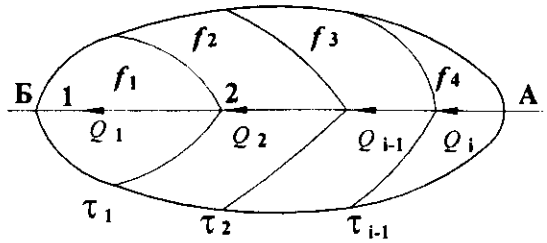


Рис. 2.6. Расчетная схема к методу изохрон

В первую минуту от начала выпадения дождя к сечению *Б* поступит вода с площади f_1, на которую за этот период выпал слой осадков h_1. Количество этой воды

$$Q_1 = f_1 \cdot h_1. \qquad \text{(а)}$$

За вторую минуту к сечению *Б* притечет вода, выпавшая в первую минуту со слоем осадков h_1 на площадь f_2, и во вторую минуту – со слоем осадков h_2 на площадь f_1:

$$Q_2 = h_1 f_2 + h_2 f_1. \qquad \text{(б)}$$

В третью минуту подойдет вода, выпавшая в первую минуту на площадь f_3, во вторую минуту – на площадь f_2 и в третью на площадь f_1:

$$Q_3 = h_1 f_3 + h_2 f_2 + h_3 f_1. \qquad \text{(в)}$$

Через 5 минут, когда к сечению *Б* поступит вода со всего бассейна, ее количество составит

$$Q_5 = h_1 f_5 + h_2 f_4 + h_3 f_3 + h_4 f_2 + h_5 f_1. \qquad \text{(г)}$$

Вообще говоря, для любого момента времени t величины h_t суть приращения количества выпавшего осадка ΔH за отрезок времени Δt, т.е. при бесконечно малом Δt величина h равна

$$dh = h_t = idt,$$

где $i = dH/dt$ – интенсивность выпадения дождя.

Если площадь стока выразить $F(\tau)$ в виде функции от времени добегания τ, то величины $f_1, f_2 \ldots f_5$ будут приращениями площади стока за единицу времени (в 1 мин), а производная от $F(\tau)$ $f = dF/d\tau$ названа скоростью нарастания площади стока. В таком случае для момента времени T общее выражение для расхода согласно (г) можно записать так:

$$Q_T = \int_0^T i(t) \cdot f(T-t)dt. \qquad (2.3)$$

В таком виде формула (2.3) была получена М. А. Великановым в результате строгого математического анализа. Эта формула применима, когда в пределах времени T наблюдаются выпадение дождя и нарастание площади стока, т.е. при $0 < T < T_д$, когда $i(t) > 0$, и при $T \le \tau_к$, когда $f(T-t) > 0$. Здесь $T_д$ – общая продолжительность дождя, а $\tau_к$ – время добегания воды от наиболее удаленной точки бассейна.

Для моментов времени $T_д > T > \tau_к$, когда первые капли дождя уже стекут со всех точек бассейна и пройдут через сечение *Б*, пределы интегрирования в (2.3) будут от $(T - \tau_к)$ до T. Для короткого дождя ($T_д < T < \tau_к$), когда дождь кончился, а осадки, выпавшие в самом начале, еще стекают с части площади, ограниченной изохронами $\tau = T$ и $\tau = T - T_д$, пределы интегрирования в (2.3) будут от $T - T_д$ до T.

Из вышеизложенного следует, что для вычисления расходов стекающих дождевых вод необходимо знать ход изменения интенсивности выпадения дождя, т.е. функцию $i = f(t)$, и кривую нарастания площадей стока в зависимости от времени $f = \varphi(t)$. Вследствие недостаточной изученности расчетных параметров для дождей различной продолжительности формула (2.3) не получила практического применения. Однако она позволяет оценить допущения, заложенные в различных способах определения расчетных расходов.

Если считать интенсивность дождя постоянной, не зависящей от времени, а продолжительность дождя $T_д \ge \tau_к$, то максимальное значение расхода по формуле (2.3) будет при $T = \tau_к$:

$$Q_{max} = \int_0^T ifdt = i\int_0^T fdt = iF_c, \qquad (2.4)$$

где F_c – площадь всего бассейна стока.

Приняв продолжительность дождя с постоянной интенсивностью ($T_д < \tau_к$), получим

$$Q_f = \int_{T-T_д}^{T} i(t) f(T-t)dt = i \int_{T-T_д}^{T} f(T-t)dt. \qquad (2.5)$$

Максимальный расход будет при наибольшей разности ΔF_{max} по кривой нарастания площади стока за период времени $T_д$. При равномерном нарастании площадей F, т.е. при равенстве площадей f между изохронами, когда величина f определяется как отношение всей площади стока $F_с$ к полному времени добегания $\tau_к (f = F_с / \tau_к)$, максимальный расход будет отвечать наибольшему времени добегания воды:

$$Q_{max} = \int_{T-\tau_к}^{T} ifdt = f \int_{T-\tau_к}^{T} idt = H_{max} F_с / \tau_к = F_с \cdot i_{max}. \qquad (2.6)$$

Здесь $H_{max} = \int_0^{\tau_к} idt$ – наибольшее количество осадков, выпавших за время $\tau_к$, которое может быть найдено по кривой выпадения дождя; i_{max} – средняя интенсивность за период продолжительности дождя $t = \tau_к$.

Нетрудно показать, что средняя интенсивность дождя за время t равна $i_{ср} = H_t / t$ и, соответственно, за время концентрации стока $t_к$, $i_{ср} = i_{max} = H_{max} / t_к$.

Применим к интегралам (2.3) и (2.6) теорему о среднем значении, тогда выражения для максимального расхода (2.4) и (2.6) становятся однозначными:

$$Q_{max} = F_с \cdot i_{ср}. \qquad (2.7)$$

Этот принцип, по которому максимальный расход получается при одновременном стоке со всего бассейна стока, положен в основу способа определения расчетных расходов дождевых сетей водоотведения. Это значит, что максимальный расход в каком-либо сечении равен произведению площади бассейна стока $F_с$ на среднюю интенсивность дождя $q_к$, отвечающую времени концентрации стока на водосборе или времени протока воды от наиболее удаленных точек водосбора площадью $F_с$:

$$Q_{max} = \psi F_с q_к, \qquad (2.8)$$

где ψ – коэффициент стока.

Формулу (2.8) предложил в 1851 г. ирландский инженер Мальвани.

2.3. Определение средней интенсивности выпадения дождей

Дожди, выпавшие даже в одной местности, различаются по количеству осадков, продолжительности и интенсивности. Поэтому при рассмотрении комплекса дождей, выпадающих на данной местности, необходимо характеризовать дождь и с точки зрения вероятности выпадения. Для выражения вероятности пользуются понятиями периода превышения p (в годах) или частоты превышения S, отнесенной к одному году. Эти величины имеют обратную зависимость:

$$p = 1/S \quad \text{или} \quad S = 1/p. \qquad (2.9)$$

Г. А. Алексеев на основе грубых абстрактных предположений о формировании дождевых осадков выразил элементы дождя следующей зависимостью:

$$H_t = H_д \left(1 - e^{-It/H_д}\right), \qquad (2.10)$$

где H_t – слой осадков за интервал времени t; $H_д$ – суммарный слой осадков за дождь; I – максимальная интенсивность (мгновенная), наблюденная в данном дожде.

Белл построил зависимость между суммой осадков, продолжительностью и частотой (повторяемостью) в виде

$$H'_p = (0{,}21 \ln p + 0{,}52)(0{,}54 t^{0{,}25} - 0{,}5) H_{10}^{60}, \qquad (2.11)$$

где H'_p – слой осадков за t (мин) повторяемостью 1 раз в p лет; H_{10}^{60} – слой осадков за 1 ч (60 мин) повторяемостью 1 раз в 10 лет.

При этом значение H_{10}^{60} можно получить из эмпирических уравнений

$$H_{10}^{60} = 0{,}27 H_{сут} m_r^{0{,}33} \quad \text{при} \quad 0 < m_r < 50, \tag{2.12}$$

$$H_{10}^{60} = 0{,}97 H_{сут}^{0{,}67} m_r^{0{,}33} \quad \text{при} \quad 50 < m_r < 115, \tag{2.13}$$

где $H_{сут}$ – среднее значение из максимальных в году сумм осадков за сутки наблюдений, мм; m_r – среднее годовое число дней с осадками.

Зависимости (2.11) – (2.13) были предложены [29] для США, Австралии, Южной Америки и ряда других стран, при этом продолжительность осадков изменялась от 5 мин до 2 ч, а повторяемость – от 2 до 100 лет.

Для технических расчетов важной характеристикой дождя является интенсивность его выпадения. Зависимость средней интенсивности дождя от интервалов времени его выпадения и вероятности повторения можно определить статистической обработкой дождей по материалам самописцев. Данные записей выпадения дождей, зафиксированные простым самописцем даже за длительный период времени (25–50 лет), не являются абсолютно надежными, поэтому предпочтительны данные плювиографа за период не менее 25 лет.

Широко известен способ расшифровки данных о выпадении дождей по записям самопишущих дождемеров. Задаваясь каким-либо периодом времени (например 5, 10, 15, 20 мин и т.д.), для каждого из них по записи плювиографа отыскивают участок, на котором зафиксированы данные о наибольшем количестве осадка для дождя этой продолжительности. Средняя интенсивность для этого участка и будет наибольшей в принятом периоде времени. Для принятых периодов расшифровываются все дожди, выпадающие на данной местности. Для вывода расчетных зависимостей максимальные интенсивности для разных периодов продолжительности группируются в убывающем порядке по каждому из них. Из полученных убывающих рядов интенсивностей могут быть определены интенсивности, соответствующие любому периоду превышения p. Если рассматриваются наблюдения за N лет, то период однократного превышения p (лет) будет иметь интенсивность, которая за N лет превышалась N/p раз, т.е. $p = N/m$, где m – номер этой интенсивности в убывающем ряду. Для выбранного периода превышения получают ряд максимальных интенсивностей, отвечающих 5, 10, 15, 20, 30 мин и т.д. По полученным

данным на логарифмической сетке строят графики зависимости $q = f(t)$ (рис. 2.7), которую можно выразить формулой

$$q = A/(t+b)^n, \tag{2.14}$$

где q – максимальная интенсивность, л/с на 1 га; t – период времени, мин; A, b, n – параметры климатических зон с различной вероятностью выпадения дождей.

В пределах изменения продолжительности дождя от 5 до 350 мин эта эмпирическая формула при соответствующем подборе параметров дает достаточно точное значение интенсивности. Наиболее простой и удобной является степенная зависимость при $b = 0$:

$$q = A/t^n, \tag{2.15}$$

которая в основном рекомендуется для расчета дождевых сетей водоотведения.

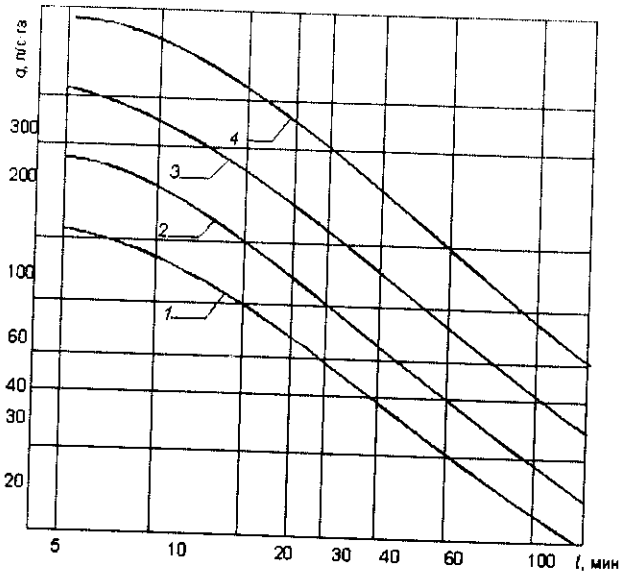
Параметры A и n обычно определяют методом наименьших квадратов:

$$n = \frac{\left[\sum_{i=1}^{k} \lg q_i \cdot \sum_{i=1}^{k} (t_i + b) - k \sum_{i=1}^{k} \lg q_i \lg(t_i + b)\right]}{\left[k \sum_{i=1}^{k} \lg^2 (t_i + b) - \left(\sum_{i=1}^{k} \lg(t_i + b)\right)^2\right]}; \tag{2.16}$$

$$\lg A = \left(\sum_{i=1}^{k} \lg q_i + n \sum_{i=1}^{k} \lg(t_i + b)\right)/k, \tag{2.17}$$

где k – число взятых периодов продолжительности (число условных точек на графике); q_i, t_i – соответствующие величины максимальной интенсивности и продолжительности.

а



б

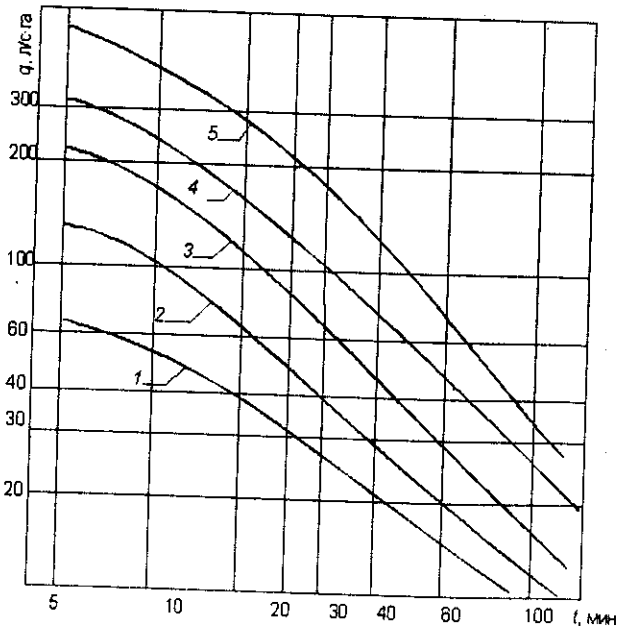


Рис. 2.7. Средние интенсивности дождя за периоды времени t по данным гидрометеослужбы для Москвы (*а*) и Санкт-Петербурга (*б*): *1–4* – соответственно при p = 0,5; 1,0; 10 и 100 лет

Значения n и A зависят от периода превышения p, а также от величины b и интервала времени t, в пределах которого определялись эти параметры. Так, например, для побережья Финского залива при $t = 5-90$ мин $n = 0{,}58$ и среднеквадратичное отклонение составляет $\sigma = 9{,}64\%$, при $t = 5-300$ мин $n = 0{,}655$ и $\sigma = 12{,}55\%$; при $t = 10-150$ мин $n = 0{,}69$ и $\sigma = 7{,}06\%$, а при $t = 20-300$ мин $n = 0{,}76$ и $\sigma = 2{,}69\%$; вместе с тем при $t = 5-300$ мин и $b = 10$ мин $n = 0{,}88$ и $\sigma = 2{,}72\%$; при $b = 1$ мин $n = 0{,}684$ и $\sigma = 10{,}54\%$, при $b = 5$ мин $n = 0{,}78$ и $\sigma = 5{,}13\%$. При среднеквадратичном отклонении $\sigma \le 5\%$ относительные отклонения ε отдельных точек $\varepsilon < 15\%$, причем наибольшие отклонения, как правило, наблюдаются при продолжительности дождя $t = 5$ мин. При $t < 5$ мин $n \approx 0$; при значениях $b = 1$ мин (как принималось Г. А. Алексеевым) кривая редукции хуже описывается указанной формулой (2.13), чем при $b = 5$ или $b = 10$ мин.

При этом для одних районов больше подходит $b = 5$ мин, а для других – $b = 10$ мин. С увеличением b показатели степени увеличиваются, но при $b = 10$ мин остаются меньше 1,0, в то время как (по данным В. В. Лебедева) в большинстве случаев $n > 1{,}0$. Параметр A чрезвычайно заметно реагирует на незначительные изменения показателя степени n и величины b. Поэтому невозможно делать какие-либо обобщения о распределении этого параметра по территории. Не случайно в США используют различные формулы для определения i (мм/ч):

для Нью-Йорка $i = 130/(t+20)$, (2.18)

Чикаго $i = 120/(t+15)$, (2.19)

Бостона $i = 160/(t+30)$ или $i = 120/(t+20)$. (2.20)

В Великобритании с 1933 г. используют две общие для всей страны формулы для i (дм/ч): при продолжительности $5 < t < 20$ мин

$$i = 30/(t+10), \tag{2.21}$$

при $20 < t < 100$ мин

$$i = 40/(t+20). \tag{2.22}$$

В последнее время предложена одна для всей страны формула

$$i = 7/t^{0.67}. \qquad (2.23)$$

В Японии для Токио применяют для i (мм/ч) формулу

$$i = 5500/(t+40). \qquad (2.24)$$

Эти формулы отвечают периоду однократного превышения один раз в год.

В практике расчета дождевых канализаций в КНР для q (л/(с·га)) используют формулы:

для Пекина $$q = \frac{1125(1+0{,}647\lg p)}{t^{0{,}657}}, \qquad (2.25)$$

Тяньцзина $$q = \frac{6200\cdot p^{0{,}372}}{t+157\cdot p^{0{,}166}}, \qquad (2.26)$$

Анзыонга $$q = \frac{0179(1+0{,}953\lg p)}{t+31}. \qquad (2.27)$$

В Германии за основу принята интенсивность дождя q_{15} для $t=15$ мин и $p=1{,}0$ г, указанная на схематической карте: для продолжительности $t \geq 15$ мин

$$q = 10{,}82q_{15}\left(p^{0{,}246} - 0{,}333\right)/t^{0{,}73}; \qquad (2.28)$$

для $t \leq 15$ мин

$$q = 147{,}7q_{15}\left(p^{0{,}246} - 0{,}333\right)/(t+15)^{1{,}35}. \qquad (2.29)$$

В результате обработки материалов метеостанции г. Ханоя в СРВ получена следующая формула:

$$q = \frac{13196(1+0{,}47\lg p)}{t+33{,}6\cdot p^{0{,}106}}. \qquad (2.30)$$

В СССР до 80-х годов для расчета дождевой канализации (при $t=5-120$ мин) использовалась формула, предложенная в 1949 г. М. В. Молоковым:

$$q = \frac{20^n q_{20}(1+C\lg p)}{t^n}. \qquad (2.31)$$

На основании анализа записи самопишущих дождемеров для 35 пунктов СССР были составлены карты с изолиниями параметров q_{20}, n и C.

2.4. Расчетные формулы интенсивности выпадения дождей

Для расчета максимальных расходов дождевого стока на водосборах с разным временем добегания воды требуется знать наибольшие слои осадков H_τ (мм) и наибольшую среднюю интенсивность дождя ($q = H_\tau/\tau$) за разные интервалы времени τ (мин) в данном дожде или среди других дождей. Г. А. Алексеевым установлено, что эмпирические кривые распределения вероятностей превышения наибольших слоев осадков за разные интервалы времени $H_\tau = H_{\tau p} = f_\tau(p_{об})$ и календарных суточных осадков $H = H_p = f(p_{об})$ по своей форме, как правило, одинаковы (рис. 2.8). Поэтому соотношение равнообеспеченных значений H_τ и H_p представляет практически однозначную возрастающую функцию $\psi(\tau) = H_{\tau p}/H_p$ от интервала времени для климатического района с однородным характером выпадения дождей (рис. 2.9), а отношение $\psi(\tau)/\tau = \bar{q}$ (л/(с·га·мм)) – районную кривую (т.е. кривую редукции) уменьшения наибольшего значения средней интенсивности дождя за любой интервал времени τ. Зная, по данным многолетних наблюдений, для соответствующего пункта высоту слоя суточных осадков заданной обеспеченности H_p, с помощью районных расчетных кривых средней интенсивности дождя $\bar{q}(\tau)$ определяют расчетную интенсивность заданной обеспеченности $q_{\tau p}$ за любой интервал времени τ или слой осадков $H_{\tau p}$:

$$q_{\tau p} = H_p\bar{q}(t) \text{ или } H_{\tau p} = H_p\psi(\tau). \qquad (2.32)$$

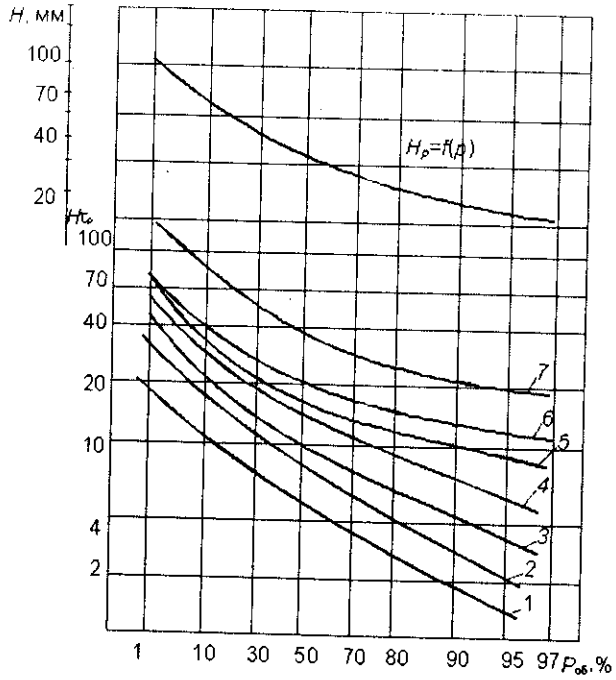


Рис. 2.8. Эмпирические кривые обеспеченности наибольших в году осадков $H_p = f(p_{об})$ и слоев осадков $H_{\tau p} = f_\tau(p_{об})$ за интервалы времени 5(*1*), 10(*2*), 20(*3*), 60(*4*), 150(*5*), 300(*6*) и 2880(*7*) мин в те же годы наблюдений

Этим приемом осуществляется приведение значений к многолетнему периоду наблюдений и к местному значению в данном пункте рассматриваемого района. В таком случае параметр A в формуле (2.13) выражается через величину суточных осадков H_p (мм) заданной вероятности превышения, и относительную интенсивность $\bar{q}_{20}$ дождя 20-минутной продолжительности (л/(с·га·мм)), постоянную для рассматриваемого района:

$$A = H_p 20^n \bar{q}_{20} = 20^n q_{20\cdot p}. \qquad (2.33)$$

Здесь $q_{20\cdot p} = H_p \cdot \bar{q}_{20}$ – интенсивность дождя 20-минутной продолжительности, л/(с·га), с периодом однократного превышения p.

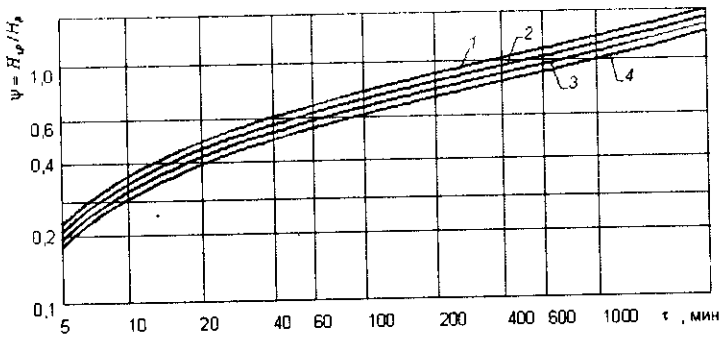


Рис. 2.9. Зависимость относительного слоя осадков $\psi(\tau)$ от интервала времени:
1 – для H = 100 мм, $p_{об}$ = 1 %, *2* – для H = 70 мм, $p_{об}$ = 5 %, *3* – для H = 50–35 мм, $p_{об}$ = 20–39 %, *4* – для H = 25 мм, $p_{об}$ = 63 %

Суточные осадки $H = H_p$ заданной вероятности превышения $p_{об}$ (%) определяются по кривым распределения вероятностей превышения $H_p = f(p)$, которые строятся для отдельных метеостанций с периодом наблюдений не менее 25 лет или по объединенному ряду годовых максимумов суточных осадков на нескольких соседних метеостанциях с общим периодом наблюдений 300 годостанций, что обеспечивает устойчивость и надежность кривой распределения вероятностей. Для каждой метеостанции, оборудованной плювиографом, по расшифрованным записям дождей и ежедневным данным о суточных осадках выбираются за каждый год наблюдений одна или несколько (2–3) наибольших величин осадков H_τ за интервалы времени τ, равные 5, 10, 20, 40, 60, 90, 150, 300, 720, 1440, 2880 мин. Выбираются также за каждый год по календарным суточным осадкам одна или несколько (2–3) наибольших величин суточных осадков H. Полученные выборки наибольших величин H_τ и H по нескольким соседним метеостанциям с однородным характером выпадения осадков объединяются для каждого интервала времени в единые вариационные ряды, члены которых располагаются в порядке убывания (табл. 2.1). Вероятность превышения определяется по формуле

$$p_{об} = \frac{m - 0{,}3}{n + 0{,}4} \cdot 100\%, \qquad (2.34)$$

где m – порядковый номер члена ряда; n – общее число членов ряда.

Таблица 2.1

Сводная таблица наибольших слоев осадков H_τ за интервалы времени τ и наибольших суточных осадков H, расположенных в убывающем порядке

№ п/п	H_τ (мм) за интервал времени τ (мин)						H, мм	$p_{об}$, %
	10	20	40	60	90	150		
1	31,6	43,7	65,2	71,8	81,7	88,4	93,7	1,31
2	25,4	36,9	42,6	43,2	45,5	65,4	74,4	3,18
...	...	...	...	...	...	...	...	...
14	11,6	15,4	19,3	20,5	21,9	24,2	41,2	25,6
$\sum H_\tau$	250	339	409	441	485	533	794	–
$\psi(\tau)$	0,31	0,43	0,51	0,56	0,61	0,67	1,0	–
15	11,5	15,2	19,1	20,2	21,3	23,5	41,0	27,5
16	11,4	15,2	19,1	19,8	20,8	23,2	39,5	29,4
...	...	...	...	...	...	...	...	...
27	8,9	11,9	14,6	15,5	16,0	16,9	29,1	50,0
$\sum H_\tau$	130	176	216	228	241	263	433	–
$\psi(\tau)$	0,30	0,41	0,50	0,52	0,56	0,61	1,0	–
28	8,9	11,6	13,8	15,5	15,5	16,4	29,0	51,9
...	...	...	...	...	...	...	...	...
52	2,0	3,1	5,1	6,2	6,8	9,0	15,5	96,8
53	0,9	1,4	2,5	3,6	5,4	8,8	15,4	98,7

Ординаты районной кривой нарастания осадков $\psi(\tau)$ определяются по формуле

$$\psi(\tau) = \sum H_\tau / \sum H, \ (\tau = \text{const}), \qquad (2.35)$$

где $\sum H_\tau$ и $\sum H$ – суммы наибольших (примерно 25 %) членов вариационных рядов, т.е. для вероятностей превышения $p_{об} \le 25\%$, $25 \le p_{об} \le 50\%$, $50 < p_{об} \le 75\%$ и $p_{об} > 75\%$.

Полученные по этой методике величины суточных осадков разной обеспеченности за период не менее 25 лет и ординаты районных кривых редукции средних интенсивностей за интервалы времени 5–1440 мин для четырех интервалов вероятностей превышения по 107 районам России приведены в прил. 4.

Сравнение кривых редукции осадков отдельных районов (рис. 2.10) показывает, что величины их ординат мало зависят от расчетной обеспеченности и медленно меняются по территории (табл. 2.2).

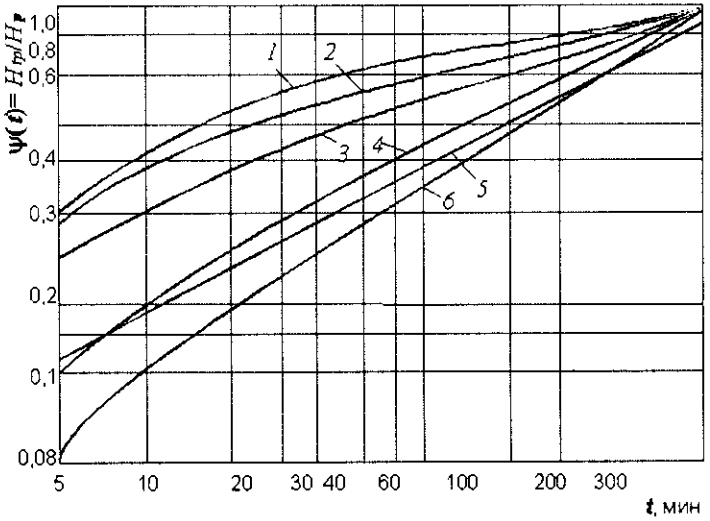


Рис. 2.10. Осредненные кривые редукции осадков для некоторых районов России при $p_{об} \le 25\%$: *1* – возвышенности ЕТС, запад Урала; *2* – север ЕТС и Западной Сибири; *3* – побережье Белого моря; *4* – побережье Охотского моря; *5* – побережье Татарского пролива; *6* – восточное побережье Камчатки

Метод определения интенсивностей дождей по формуле (2.32) через суточные слои осадков H_p в данном пункте позволяет учитывать местные условия, влияние периода наблюдений на интенсивность дождей и определять интенсивности для повторяемостей, выходящих за пределы ряда наблюдений.

Обеспеченность наибольшего слоя суточных осадков H_p можно определять тремя способами.

По первому способу при периоде наблюдений более 30 лет строятся кривые обеспеченности в году суточных дождевых осадков непосредственно на сетке вероятностей по эмпирическим обеспеченностям $p_{об}$ наблюденных суточных максимумов, определяемым по формуле (2.34). Для аналитического выражения кривых обеспеченности суточных осадков

применяются логарифмически-нормальная кривая обеспеченности, если $C_s \geq 3C_v$, и биномиальная кривая при $C_s < 3C_v$, по которым находятся нормированные отклонения от среднего значения $\Phi(p_{об}, C_s)$ при разных значениях обеспеченности $p_{об}$(%) и коэффициента асимметрии C_s (прил. 2, 3). Суточные осадки H_p различной обеспеченности вычисляются по формуле (1.7).

Таблица 2.2

Изменение ординат кривых редукции интенсивностей дождей $\bar{q}(\tau) = H_\tau / (H_p \cdot \tau)$, л/(с·га·мм), по некоторым районам территории России при $50 < p_{об} \leq 75\%$

Интервал времени, мин	Дождевые районы								
	10	11	12	13	14	15	16	17	18
20	3,15	3,09	3,04	3,14	3,24	3,39	2,7	3,49	3,52
60	1,39	1,40	1,42	1,45	1,41	1,63	1,31	1,50	1,51
150	0,682	0,707	0,708	0,752	0,703	0,756	0,647	0,739	0,71
Интервал времени, мин	Дождевые районы								
	19	20	21	23	24	30	31	38	39
20	3,41	3,48	3,74	2,99	3,43	3,37	3,7	3,75	3,23
60	1,56	1,47	1,57	1,44	1,45	1,51	1,62	1,54	1,65
150	0,747	0,749	0,764	0,734	0,665	0,727	0,811	0,764	0,768

Для объективного использования всех наблюденных максимальных суточных осадков, превышающих некоторую условно принятую нижнюю границу, вместо эмпирической обеспеченности членов ряда $p_{об}$ используется число превышений в году S рассматриваемой величины максимального слоя суточных осадков, определяемое по формуле

$$S = m/M \text{ или } p = M/m . \qquad (2.36)$$

Здесь среднее число превышений в году той или иной рассматриваемой величины H связано со средней повторяемостью той же величины 1 раз в p лет соотношением

$$S = 1/p. \qquad (2.37)$$

Для явлений, случайно распределяющихся по годам, обеспеченность $p_{об}$ или вероятность ежегодного превышения связана с периодом однократного превышения рассматриваемой величины по закону распределения независимых событий Пуассона:

$$p_{об} = (1 - e^{-s}) \cdot 100\% = (1 - e^{-1/p}) \cdot 100\%, \qquad (2.38)$$

где	p, лет	50	20	10	5	3	2	1	0,5	0,33	0,22
	$p_{об}$, %	1,95	4,9	9,5	18	28	39	63	86	95	99

По третьему способу кривая распределения среднего числа превышений в году максимальных суточных осадков H выражается уравнением

$$H_p = k_\beta (H_г / m_г)(\lg m_г p)^{1/\beta} = k_\beta (H_г / m_г)\left(\lg \frac{m_г}{s}\right)^{1/\beta}, \qquad (2.39)$$

где $k_\beta H_г / m_г$ – параметр, характеризующий среднее количество осадков за дождь; $H_г$ – среднее количество осадков за теплый сезон, мм; $m_г$ – среднее число дождей или дней с осадками за теплый сезон; k_β – коэффициент, зависящий от показателя степени β:

β	...	0,45	0,55	0,65	0,75
k_β	...	2,58	2,68	2,64	2,57

Показатель степени β определяется путем подбора из условия спрямления кривой связи $\lg s = f(H^\beta)$ и районирован по территории России для четырех значений $\beta = 0{,}45; 0{,}55; 0{,}65$ и $0{,}75$. В табл. 2.3 даны сопоставления суточных слоев осадков, вычисленных по первому и третьему способам.

Для севера ЕТР и Западной Сибири, побережья Черного моря и бассейна р. Кура, Кузнецкого Алатау $1/\beta = \gamma = 1{,}33$; для низовья Волги, Ставрополя, предгорья Алтая $1/\beta = 1{,}82$; для восточного побережья Каспийского моря $1/\beta = 2{,}22$, а для остальной территории России $\gamma = 1/\beta = 1{,}54$.

Таблица 2.3

Сопоставление суточных слоев осадков (мм), вычисленных по кривой обеспеченности (в числителе) и по формуле (2.40) (в знаменателе)

Город	Суточные слои осадков для периода p, лет				
	0,33	0,5	1	10	50
Белгород	18/17,6	21/21,2	28/28	55/57	81/83
Владимир	19/18,6	22/21,8	28/28	51/51	71/70
Тверь	18/18,8	21/22	27/28	47/51	64/70
Пермь	18/18,2	21/22	27/29	58/59	89/86
Уфа	12/14,9	15/17,3	21/22	42/41	57/56
Челябинск	20/14,5	22/17,1	26/22	45/42	64/57
Шуя	19/18,8	21/21,8	26/28	40/50	50/69

С учетом (2.40) зависимость интенсивности дождя от периода однократного превышения можно выразить так:

$$q_{t,p} = H_1\left(1 + \lg p/\lg m_r\right)^{1\beta} \cdot \bar{q}(t), \qquad (2.40)$$

где H_1 – суточный слой от осадков для данной местности при $p = 1$ год (прил. 5).

Значения $\bar{q}(t)$ следует брать по кривой $\bar{q}(\tau)$, построенной по данным прил. 4 для рассматриваемого района (рис. 2.11). Картирование значений H_1, m_r, а также укрупнение районов и представление кривой редукции $\bar{q}(\tau)$ эмпирической зависимостью вида (2.14) может привести к значительным погрешностям. Так, например, для городов-курортов Минеральных вод, находящихся в одном районе, характеристики дождей сильно различаются: для Железноводска $H_1 = 38$ мм, $m_r = 104$ и $\beta = 0{,}65$; Ессентуков $H_1 = 33$ мм, $m_r = 87$ и $\beta = 0{,}75$, Кисловодска $H_1 = 45$ мм, $m_r = 68$ и $\beta = 0{,}75$.

Относительная ошибка в определении интенсивности q для укрупненного района Запада и центра ЕТР при $p < 1{,}0$ год может составить до 50 %, поэтому значения H_1 и m_r, β следует брать по прил. 5 или по [15].

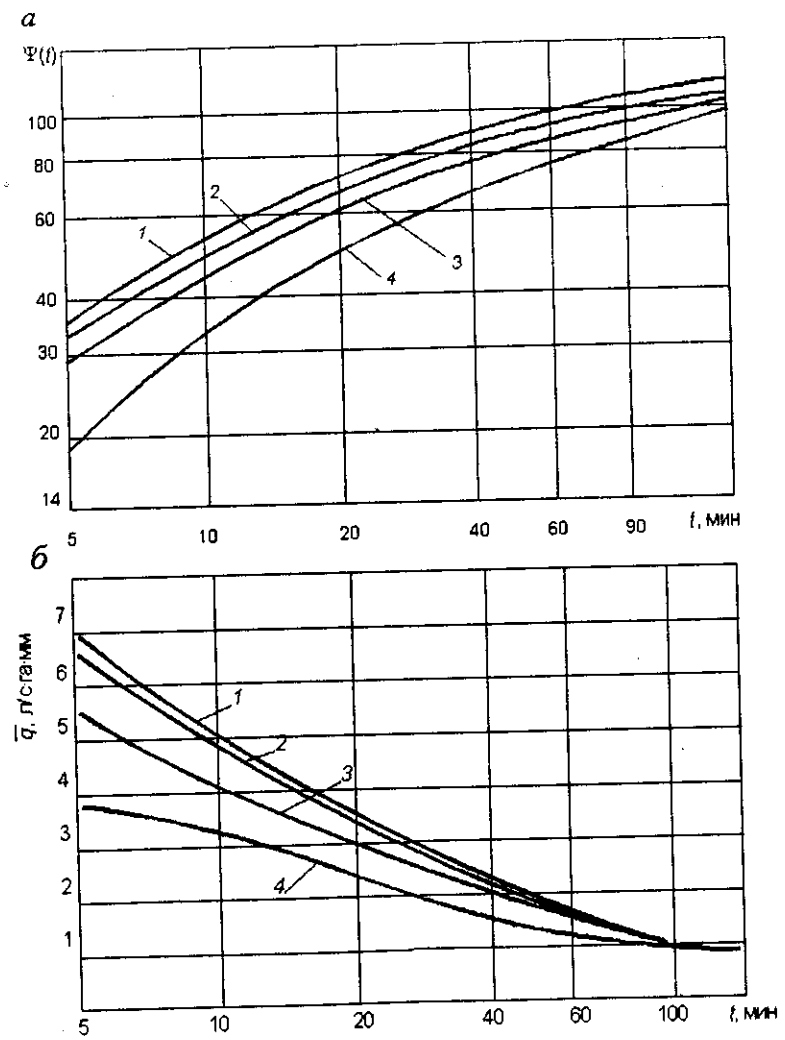


Рис. 2.11. Кривые редукции слоя $\psi(t)$ (*а*) и средних интенсивностей $\bar{q} = \psi(t)/t$ (*б*) осадков, выраженные в долях от равнообеспеченных суточных осадков для 10-го района (побережье Финского залива и Карельский перешеек):

1 – при $p_{об} \le 25\%$; *2* – при $25 < p_{об} \le 50\%$;

3 – при $50 < p_{об} \le 75\%$; *4* – при $p_{об} > 75\%$

2.5. Коэффициент стока

Коэффициент стока в формуле (2.2) представляет собой отношение максимального расхода стока определенной повторяемости к общему количеству воды, выпавшей на ту же площадь в единицу времени при средней интенсивности осадков той же повторяемости. Коэффициент стока учитывает потери стока, задержанного растительностью и крышами, потери за счет накопления в депрессиях, инфильтрации и прочие. Потери зависят от многих факторов, в том числе от типа почвы и растительного покрова, от условий предшествующего увлажнения и состояния поверхности почвы.

С момента начала ливня запас подземных вод постепенно увеличивается до тех пор, пока почва не насытится влагой. За период, равный примерно 1 ч, инфильтрация убывает от 50 до 10 мм/ч. Для крупнозернистых песков указанные значения обычно выше, чем для глин. Убывающую во времени интенсивность потерь можно представить в виде начальных потерь плюс равномерные потери за период ливня. В табл. 2.4 указаны значения начальных и равномерных потерь, на которые ориентируются в США. Средние интенсивности равномерных потерь указаны для ливней 30-минутной продолжительности, а начальные потери включают инфильтрацию в первые 10 мин.

Таблица 2.4

Начальные и равномерные потери на поверхности водосбора

Тип поверхности	Начальные потери, мм		Интенсивность равномерной инфильтрации, мм/ч
	Безвозвратное задержание	Инфильтрация	
Мощеная дорога	До 1	–	0
Глина	До 5	20	2–15
Суглинок	До 5	30	5–15
Песчаная почва	До 5	40	12–25
Густая растительность	До 12	–	–

На распаханных и других сильно поглощающих поверхностях начальные потери могут возрастать на 10 мм и более. Если считать, что стокообразующая доля осадков возрастает пропорционально по мере приближения запаса почвенной влаги к его значению при насыщении ($H_{нас}$) и начальное задержание стока, по данным службы охраны почв (СОП) США, составляет ($0{,}2H_{нас}$), то отношение объема поверхностного стока на

водосборе в течение одного ливня $h_{ст}$ к общему объему осадков, выпавших за время ливня $H_{ос}$, можно представить в виде

$$\psi = h_{ст}/H_{ос} = (1 - 0{,}2H_{нас}\ H_{ос})^2\ (1 + 0{,}8H_{нас}\ H_{ос}). \qquad (2.41)$$

Эта формула позволяет вычислить коэффициент стока ψ для отдельного дождя. В табл. 2.5 даны значения $H_{нас}$ для различных видов почв по данным СОП.

Для городских водосборов средние значения $H_{нас}$ зависят от доли площади водонепроницаемых $F_{непр}$ участков:

$F_{непр}/F$ ...	100	90	80	70	60	55	50	45	40	35
$H_{нас}$, мм ...	5	7	8	9	11	13	16	19	21	25

Высоту суточного слоя дождевого стока h_p можно выразить через высоту суточного слоя осадков и высоту слоя начальных потерь H_0 до момента образования стока, идущего на смачивание почвы, заполнение микровпадин и инфильтрацию:

$$h_p = \left(\sqrt{H_p} - \sqrt{H_0}\right)^2 = H_p\left(1 - \sqrt{H_0/H_p}\right)^2 = \psi H_p. \qquad (2.42)$$

Начальное задержание H_0 можно принять $H_0 = 0{,}2H_{нас}$. Это предложение согласуется в первом приближении с определением H_0 через интенсивность инфильтрации $i_{инф}$:

$$H_0 = i_{инф}/\gamma_{кл}, \qquad (2.43)$$

где $\gamma_{кл}$ – климатический параметр, рекомендуемый М. Ф. Срибным для степной зоны 0,05 – 0,06 мин, для лесостепной – 0,04 – 0,05 мин, для лесной зоны и районов муссонных дождей – 0,03 – 0,04 мин. Принимая для непроницаемых грунтов и бетона $i_{инф} = 0{,}05$ мм/мин и $H_{нас} = 5$ мм, получаем $H_0 \approx 1$ мм; для грунтовых поверхностей при $i_{инф} = 0{,}5$ мм/мин и $H_{нас} = 60$ мм $H_0 = 12$ мм. Результаты расчетов по формулам (2.41) и (2.42) удовлетворительно согласуются между собой:

при H_0/H	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
ψ по (2.42)	1	0,31	0,14	0,05	0,01	0
ψ по (2.41) и $H_0 = 0{,}2H_{нас}$	1	0,35	0,138	0,047	0,01	0

Таблица 2.5

Максимальное накопление влаги при насыщении почвы $H_{нас}$ (мм) (начальное задержание слоя осадков $0{,}2H_{нас}$)

Вид землепользования		Гидрологическая группа почв			
		I	II	III	IV
Пашни с противоэррозионной обработкой		99	60	35	25
То же без обработки		156	104	72	60
Пастбища		120	68	42	32
Луга		592	184	104	72
Леса:					
редкие, без подстилки		310	131	76	52
с мощным растительным покровом		761	208	109	76
Открытые пространства, газоны, парки и т.п.:					
с травяным покровом на 75 % площади		397	162	89	64
то же на 50 % площади		264	114	68	48
Деловые районы (85 % водонепроницаемой площади)		32	22	16	13
Промышленные районы (72 % водонепроницаемой площади)		60	35	25	19
Жилые районы:					
размер участка, м^2:	при водонепроницаемой площади, %:				
< 500	65	76	45	28	22
1000	40	162	85	52	38
1500	30	192	98	60	41
2000	25	216	109	64	45
4000	20	244	120	68	48
Асфальтированные автостоянки, крыши, подъездные пути и т.п.		5	5	5	5
Улицы и дороги:					
асфальтированные		5	5	5	5
гравийные		80	45	32	25
грунтовые		99	56	38	32
Городские условия:					
голая почва		76	42	25	16
сады и огороды		99	60	35	25
растительный покров более 75% водонепроницаемые поверхности		397	162	89	64
травяной покров 50–75 % водонепроницаемой площади		264	114	68	48
то же менее 50 %		120	68	42	32
Лесопарки		451	170	94	68

Примечания: I группа – толстые слои песка с незначительной примесью алеврита и глины, а также толстые слои водопроницаемого гравия; II группа – песчаные почвы, имеющие после увлажнения водонепроницаемость выше средней; III группа – маломощные почвы и почвы с высоким содержанием глины и коллоидов, после насыщения имеют водопроницаемость ниже средней; IV группа – в основном глины с высоким коэффициентом набухания или маломощные почвы с почти непроницаемыми слоями вблизи поверхности.

Для непроницаемых грунтов, асфальта и бетона можно принять $H_0 = 1-1{,}5$ мм, для грунтовой поверхности – $H_0 = 10-14$ мм. Для обычных городских поверхностей слой задержания может быть принят 2,5 мм.

При определении расчетных расходов по предельным интенсивностям коэффициент стока ψ представляет собой долю интенсивности осадков, за счет которой достигается некоторый максимум стока. На ψ в таком случае влияют не только потери в процессе стока, но и гидродинамика процесса поступления воды с водосбора к расчетному сечению: время концентрации и интенсивность осадков, форма гидрографа и другие факторы, учесть которые достаточно трудно. Коэффициент стока в наибольшей степени зависит от вида поверхности бассейна стока. На застроенных территориях поверхности могут быть водонепроницаемыми (асфальтобетонные и бетонные, а также крыши) и в разной степени водопроницаемыми (щебеночные и гравийные покрытия, брусчатые мостовые, грунты и газоны). В результате исследований установлены средние значения коэффициентов стока ψ_0 для разных видов поверхностей вне зависимости от характера дождя (табл. 2.6 и 2.7).

На основании опытов, проведенных в 1932 – 34 гг. под руководством Н. Н. Белова и в 1939 – 40 гг. и 1946 г. Л. Т. Абрамовым, было установлено, что коэффициент стока зависит от интенсивности q (л/(с·га)) и продолжительности дождя t (мин), и эта связь была представлена в виде

$$\psi = zq^{0,2}t^{0,1}, \qquad (2.44)$$

где z – коэффициент, зависящий от рода поверхности (табл. 2.7).

Таблица 2.6

Типичные значения коэффициента стоков при повторяемости дождя один раз в 2–10 лет, принимаемые в США

Характер водосбора	ψ_0	Характер водосбора	ψ_0
Центральные районы города	0,7–0,9	Предприятия:	
	0,5–0,7	легкой промышленности	0,5
Пригородная зона	0,6–0,7	тяжелой промышленности	0,6–0,9
Жилые кварталы		Пустоши	0,1–0,4
Домовладения с приусадебными участками	0,4–0,6	Лужайки с песчаными почвами:	
	0,3–0,5		
Дачные районы	0,1–0,3	плоские, менее 2°	0,05–0,1
Парки, кладбища	0,2–0,35	средние, от 2 до 7°	0,1–0,15
Игровые площадки	0,2–0,4	крутые, 7° и более	0,15–0,2
Ж.д. станции и пути		То же с тяжелыми почвами:	
Улицы:		плоские, менее 2°	0,13–0,17
асфальтированные	0,7–0,95	средние от 2 до 7°	0,18–0,22
бетонированные	0,8–0,95	крутые, 7° и более	0,25–0,35
брусчатка	0,7–0,85		
Шоссейные и пешеходные дороги	0,75–0,85		
Крыши	0,75–0,95		

Примечание. В значения коэффициента ψ вводятся поправки:

повторяемость, лет ...	2–10	25	50	100
поправочный множитель ...	1,0	1,1	1,2	1,25

Таблица 2.7

Значения коэффициентов ψ_0, z и слоя начальных потерь H_0 (мм) в первом приближении для некоторых поверхностей стока

Вид поверхности	ψ_0	z	H_0
Кровли и асфальтобетонные покрытия дорог	0,95	0,33–0,24	0,1–1,0
Брусчатые мостовые и черные щебеночные покрытия дорог	0,6	0,224	1,5
Булыжные мостовые	0,45	0,145	3,5
Щебеночные покрытия, не обработанные вяжущими материалами	0,4	0,125	4
Гравийные садово-парковые дорожки	0,3	0,09	6,5
Грунтовые поверхности (спланированные)	0,2	0,064	9,5
Газоны	0,1	0,038	14

Коэффициент z для водонепроницаемых поверхностей зависит от параметра интенсивности дождя A, входящего в формулу (2.15):

$$z = 986/(2780 + A). \tag{2.45}$$

Подставив в формулу (2.44) значение q по (2.15), получим

$$\psi = A^{0,2} z / t^{0,2n-0,1}. \tag{2.46}$$

Дождевая сеть обычно обслуживает территории, имеющие различные поверхности: с покрытиями и без них. Для упрощения расчетов сети в этих случаях находят средние значения коэффициентов стока. Его определяют путем умножения относительной площади (с покрытием или без него) на соответствующий коэффициент. Сумма полученных коэффициентов дает средневзвешенное значение коэффициента стока. При коэффициенте стока ψ, близком к единице, его значение мало зависит от интенсивности и продолжительности дождей. Поэтому в тех случаях, когда водонепроницаемые поверхности составляют более 30 % общей площади бассейна, для которых $\psi = 0,95$, коэффициент стока может приниматься постоянным ($\psi = \psi_0$). Если общая относительная площадь водонепроницаемых поверхностей составляет менее 30 %, коэффициент стока принимается переменным и подсчитывается по формуле (2.44).

Следует различать коэффициент стока для максимальных расходов дождевого стока от расчетных дождей ψ и общий коэффициент стока $\psi_{общ}$ от всей суммы жидких атмосферных осадков за какой-то период (сутки, месяц, год). Очевидно, последний, учитывающий сток от всех дождей, в том числе и малоинтенсивных, иногда почти не дающих стока, должен быть значительно меньше первого.

Для оценки средних годовых объемов стока важно знать коэффициент годового стока. Если высоту слоя дождевого стока повторяемостью $s = 1/p$ раз в году принять по (2.42), а высоту осадков H_p – по (2.39), то при среднем числе дней с дождевым стоком в теплый сезон s_0 среднегодовой объем стока будет

$$W_г = 10F \int_0^{s_0} h_p ds. \tag{2.47}$$

Среднее число дней за теплый сезон s_0, дающих дождевой сток, найдем из (2.42) при условии $h_p = 0$:

$$s_0 = m_r \exp\left[-2{,}3\left(H_0/h_д\right)^{\beta}\right], \qquad (2.48)$$

где $h_д = k_\beta H_r / m_r$ – параметр среднего количества осадков за дождь, мм.

Годовой объем осадков, или сток без потерь при $s_0 = m_r$ и $H_0 = 0$ будет $W_{r\,oc} = 10 H_r F$.

Параметры k_β, m_r и $\gamma = 1/\beta$ находятся в (2.39) по двум точкам, взятым на кривой распределения максимальных суточных осадков, и из условия

$$k_\beta \frac{H_r}{m_r} \int_0^{m_r} \left(\lg \frac{m_r}{s}\right)^{\gamma} ds = H_r. \qquad (2.49)$$

Показатель степени γ изменяется в пределах 1,33 – 2,22. Принимая $\gamma = 2$, из равенства (2.49) имеем $k_\beta = 2{,}64$ и среднее относительное число дождей с дождевым стоком составит:

$$s_0 / m_r = \exp\left(-1{,}41\sqrt{H_0 m_r / H_r}\right). \qquad (2.50)$$

Выражение для коэффициента годового стока будет

$$\psi_r = \frac{s_0}{m_r}\left[1 - \ln\frac{s_0}{m_r} + \frac{1}{2}\left(\ln\left(\frac{s_0}{m_r}\right)^2\right] + 1{,}41\frac{s_0}{m_r}\left(\ln\frac{s_0}{m_r} - 1\right)\times \right.$$
$$\left. \times\sqrt{H_0 m_r / H_r} + H_0 s_0 / H_r = s_0 / m_r. \right. \qquad (2.51)$$

При $H_0 m_r / H_r = 0{,}08; 0{,}13; 0{,}26; 0{,}53; 0{,}79; 1{,}06; 1{,}32; 1{,}85$ и 2,11 имеем из (2.51) соответственно $\psi_r = s_0/m_r = 0{,}67;\ 0{,}6;\ 0{,}48;\ 0{,}36;\ 0{,}28;\ 0{,}23;\ 0{,}2;$ 0,17; 0,15 и 0,13. На рис. 2.12 и в табл. 2.8 приведены результаты расчета значений s_0/m_r и ψ_r при $\gamma = 1{,}33; 1{,}54; 1{,}82$ и 2,22.

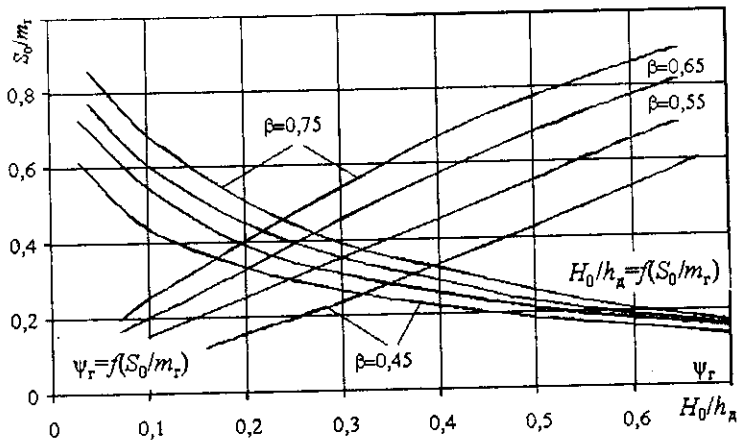


Рис. 2.12. График для определения коэффициента годового стока дождевых вод

Таблица 2.8

Значение коэффициента годового стока ψ_r

$H_0/h_д$	β = 0,45		β = 0,55		β = 0,65		β = 0,75	
	s_0/m_r	ψ_r	s_0/m_r	ψ_r	s_0/m_r	ψ_r	s_0/m_r	ψ_r
0,05	0,55	0,66	0,64	0,6	0,72	0,56	0,76	0,64
0,1	0,44	0,54	0,52	0,47	0,6	0,43	0,66	0,41
0,2	0,33	0,41	0,39	0,34	0,44	0,29	0,50	0,26
0,3	0,26	0,33	0,30	0,26	0,35	0,21	0,39	0,19
0,4	0,22	0,28	0,25	0,21	0,28	0,16	0,31	0,14
0,5	0,18	0,24	0,21	0,17	0,23	0,13	0,25	0,10

В 1980 г. Р. С. Россмилером [29] была предложена эмпирическая формула для ψ, учитывающая уклон поверхности стока i_n (%), интенсивность i_{oc} (мм/мин) и повторяемость p (годы) дождей, долю водонепроницаемой площади водосбора $\delta F_{непр}$ и запас влаги в почве в момент насыщения $H_{нас}$, мм:

$$\psi = 0{,}77\left(\frac{254}{254 + H_{\text{нас}}}\right)^{3-6i_n^{0,2}} \cdot \left(\frac{25{,}4}{H_{\text{нас}} + 254}\right)^{0,22\left(1-2{,}8i_{\text{ос}}\right)} \times$$

$$\times\, p^{0,05} \cdot \left(\frac{1 + \delta F_{\text{непр}}}{2}\right)^{0,7}. \qquad (2.52)$$

На рис. 2.13 приведена зависимость первого (A_1) и второго (A_2) множителей, входящих в зависимость (2.52), от $H_{\text{нас}}$.

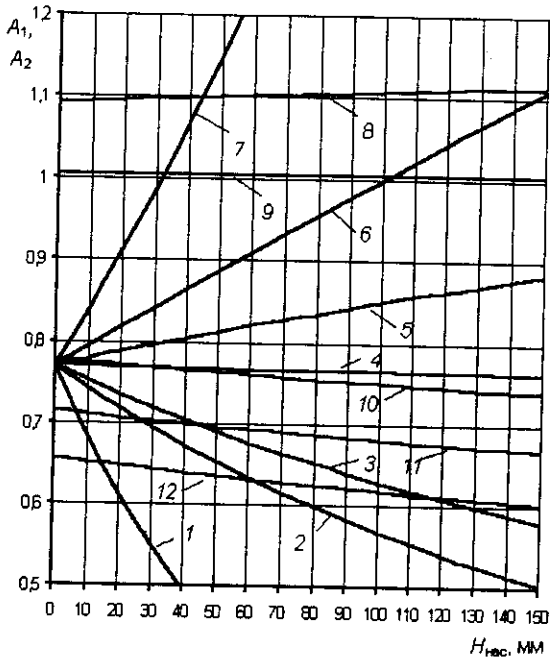


Рис. 2.13 . Изменение параметров A_1 (кривые *1–7* соответственно при i_n = 0,005; 0,01; 0,03; 0,05; 0,1 и 0,5 %); A_2 (кривые *8–12* соответственно при $i_{\text{ос}}$ = 0,42 или q = 70; 0,36 или 60; 0,18 или 30; 0,12 или 20; 0,06 мм/мин или 10 л/с · га)

2.6. Распределение осадков по площади

Распределение осадков по территории крайне неравномерно. Поскольку интенсивность дождя меняется по площади водосбора, нельзя полагать, что максимальная интенсивность, особенно на больших водосборах, будет отмечаться в каждой его точке.

Участки подстилающей поверхности, увлажненные выпавшими за различные интервалы времени осадками, называют полем атмосферных осадков. Поле осадков характеризуется изогиетами, т.е. линиями, соединяющими точки с одинаковыми суммами осадков, а также средней их суммой на всей территории, занятой осадками.

Чтобы иметь представление о распределении осадков по площади, вычерчивают изогиеты через интервалы 0,1–50 мм в зависимости от диапазона изменения сумм осадков на рассматриваемой территории. Общую сумму осадков получают умножением площадей между изогиетами на среднюю сумму осадков между ними. Поля осадков состоят из отдельных пятен эллипсоидной формы. Отношение малой оси к большей в большинстве случаев изменяется от 0,4 до 0,75. Ливни могут не только иметь центр, который оконтуривается изогиетами, но и перемещаться над водосбором. Из-за влияния рельефа местности на выпадение атмосферных осадков поля осадков различаются по площади, времени образования, характеру распределения сумм осадков и т.п.

Площадь водосбора представляет собой совокупность отдельных площадей, отличающихся друг от друга видом покрытия, уклоном и другими условиями. Учесть все эти факторы, влияющие на процесс формирования дождевого стока на локальных площадях водосбора, практически невозможно. В связи с этим водосбор рассматривается как система с неизменяемыми параметрами, а водный режим определяется в замыкающих (расчетных) створах. В расчетную площадь стока вводится поправочный коэффициент η, учитывающий неравномерность распределения выпавшего дождя по площади. Исследования распределения дождевых осадков по площади (Е. В. Болдаков, М. Ф. Срибный, В. Л. Карагодин, А. В. Благонравов и другие) показывают, что коэффициент η зависит не только от площади бассейна, но и от интенсивности дождя в центре и его продолжительности.

Одновременные замеры интенсивности выпадения дождей за 15-, 30- и 45-минутные периоды времени 16 самописцами, расположенными в разных частях Москвы, позволили В. Л. Карагодину построить кривые зависимости средней интенсивности от величины площади. Результаты наблюдений можно выразить уравнением

$$\eta = 1/\left(1 + kF^{2\,3}\right), \qquad (2.53)$$

где F – площадь, га.

Среднее для всех опытных точек значение коэффициента равно 0,0017. С известным запасом в дальнейшем было рекомендовано принимать $k = 0{,}001$ (при $F \le 100$ км²). При площадях бассейна стока до 200 га предлагается принимать $\eta = 1{,}0$.

Для определения расчетных расходов по формуле (2.2) неравномерность выпадения осадков по площади целесообразно выражать через среднюю интенсивность их выпадения по всему бассейну водосбора. В таком случае коэффициент неравномерности η представляет собой отношение средней интенсивности осадков по площади к максимальной интенсивности дождя в одной точке этой площади. можно представить в виде

$$\eta = 8{,}4/F^{0,9} + 0{,}0192/\left(F^{0,22} \cdot i_{max}^{0,5}\right), \qquad (2.54)$$

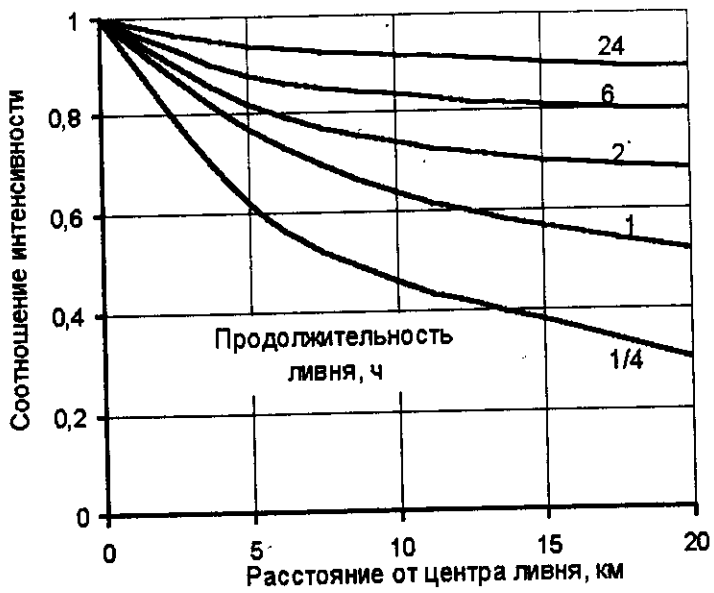
где F – площадь водосбора, км²; i_{max} – максимальная интенсивность в точке, мм/мин.

Эта формула получена А. В. Благонравовым по данным исследований дождей в Ленинграде за 10-минутный интервал времени на площадях стока 40–200 км². В Англии коэффициент неравномерности η определяют в функции от площади водосбора и продолжительности ливня по графикам (рис. 2.14). η может меняться в зависимости от климатических условий, сезона года и рельефа местности.

Связь между максимальным количеством осадков в точке и осредненным по площади для дождей 6-часовой продолжительности для площадей более 2500 км² рассматривается в [3]. Коэффициент редукции 15-минутных сумм осадков по площадям со средним радиусом 8 км (средний радиус площади 100 км² составляет около 6 км) примерно равен $\eta = 0{,}3$, при радиусах 15 км и более $\eta = 0{,}2$ и менее.

Значения η для интервала времени 15 мин составляют более 1/3 значения η для интервала времени, равного длительности дождя. Повторяемость дождей, полностью покрывающих площадь 100 км², для Валдая составляет 60 %.

а



б

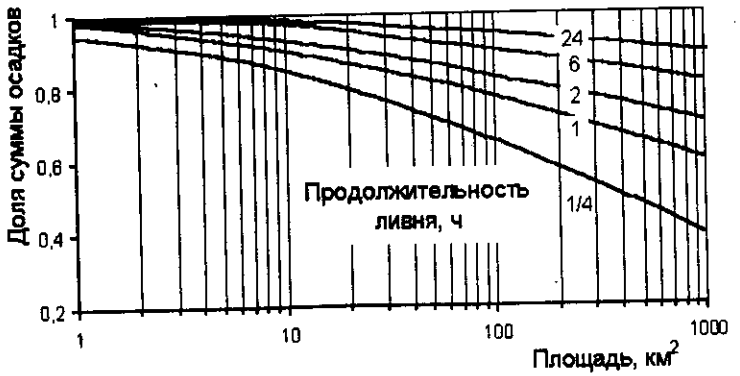


Рис. 2.14. Коэффициент редукции по площади: *а* – отношение интенсивности осадков на границах водосбора к их интенсивности в центре ливня (разрез ливня поперек водосбора); *б* – коэффициент неравномерности выпадения осадков по площади

2.7. Распределение осадков во времени

Данные об осадках характеризуются тремя переменными: количеством (слоем) или средней интенсивностью, продолжительностью и частотой. Частота какого-либо дождя обычно выражается через его период повторяемости или через интервал времени, в течение которого определенное значение интенсивности будет равно или хотя бы раз превышать рассматриваемое.

Средняя интенсивность дождя (как высота слоя осадков, деленная на его продолжительность) вряд ли может служить расчетной характеристикой для систем водоотведения, ибо интенсивность дождя за короткие интервалы времени очень изменчива. Поскольку достаточных измерений интенсивностей, как правило, не производилось, приходится пользоваться обобщенными данными (прил. 4) по большому количеству записей на метеостанциях. Бюро по погоде США на основании данных осадков короткой продолжительности указывает, что соотношение между слоем дождей продолжительностью t (мин) и слоем осадков продолжительностью 60 мин (1ч) того же периода повторяемости обладает определенным постоянством. Так, отношение количества осадков за 5, 10, 15, 30 мин к количеству осадков за 1 ч составляет соответственно: 0,29; 0,45; 0,59 и 0,79. Эти соотношения мало изменяются на территории США, и их значения не зависят от периодов повторяемости. Средняя ошибка при этом составляет 5–8 %. Райш предложил соотношения H_t/H_{60}, полученные для США, применять для континентов Южной Африки и Австралии.

Если зависимость интенсивности от продолжительности описать широко применяемым эмпирическим уравнением (2.15) и среднюю интенсивность считать $q = H/t$, то соотношение между слоями осадков H_t/H_{60} может быть представлено в виде

$$S = H_t/H_{60} = (t/60)^{1-n}.$$

Таким образом, соотношение S для заданного значения t зависит только от показателя степени n, который в большинстве случаев изменяется от 0,5 до 0,67.

Данные, приведенные в табл. 2.9, говорят о возможности использования указанного соотношения и для России.

Таблица 2.9

Сравнение между соотношениями "слой-продолжительность" для США, России и Австралии

Страна	5 мин	15 мин	30 мин	2 ч
США	0,32	0,61	0,83	1,31
	0,26	0,53	0,75	1,17
Россия	0,37	0,61	0,87	1,40
	0,26	0,49	0,71	1,20
Австралия	0,30	0,57	0,78	1,24

Примечание. В числителе – верхнее значение, в знаменателе – нижнее.

Достаточно обстоятельные исследования характера выпадения ливней были проведены с 1935 по 1966 г. в Иллинойском университете Хоффом. Результаты этих исследований представлены в виде кривых вероятностей нарастания относительного количества слоя осадков от относительного времени продолжительности дождя (рис. 2.15). Все ливни разделены на четыре типа в зависимости от того, в какой период его продолжительности он выпал сильнее всего. В период I четверти наибольший слой осадков дают часто повторяющиеся 30 %-ные дожди короткой продолжительности (менее 12 ч). Дожди с наибольшим слоем осадков во II четверти составляют 36 %. А наиболее продолжительные (от 12 до 24 ч и более) дожди имеют сильные ливни в III четверти (19 %) или в IV (15 %).

Эти графики показывают, что, несмотря на многочисленные факторы, влияющие на изменчивость хода выпадения дождя, наблюдается общая тенденция вероятного распределения осадков по времени. Так, для дождя первого типа (см. рис. 2.15, *а*) на рис. 2.16 показаны гистограммы для ливней 10, 50, 90 %-ной вероятности. Например, гистограмма ливня 50 %-ной вероятности (см. рис. 2.16, *б*) показывает, что в 50 % всех дождей первого типа за первый 10 %-ный период продолжительности выпадает 18 % осадков или более, 86 % осадков или более выпадает за период первой половины продолжительности дождя. В среднем самый сильный дождь наблюдается во втором 10 %-ном периоде его продолжительности.

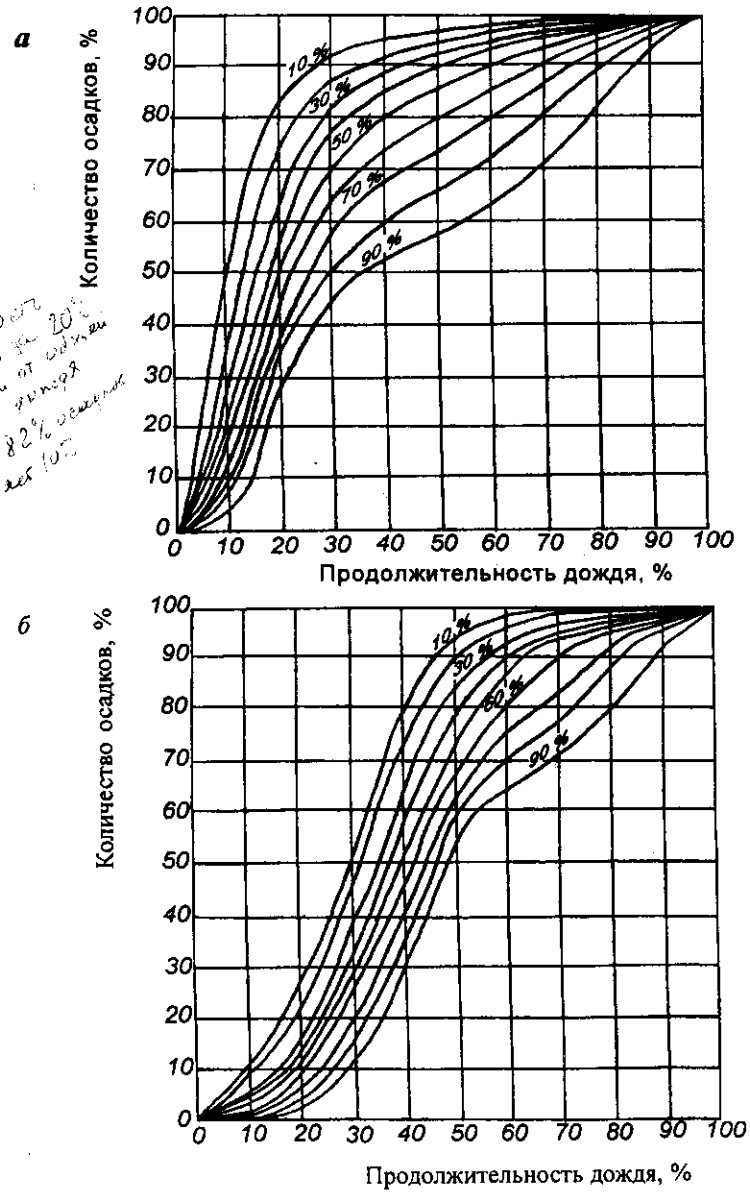


Рис. 2.15. Ход выпадения дождей различной вероятности с максимумом интенсивности в следующих четвертях их продолжительности: I (*а*), II (*б*), III (*в*) и IV (*г*)

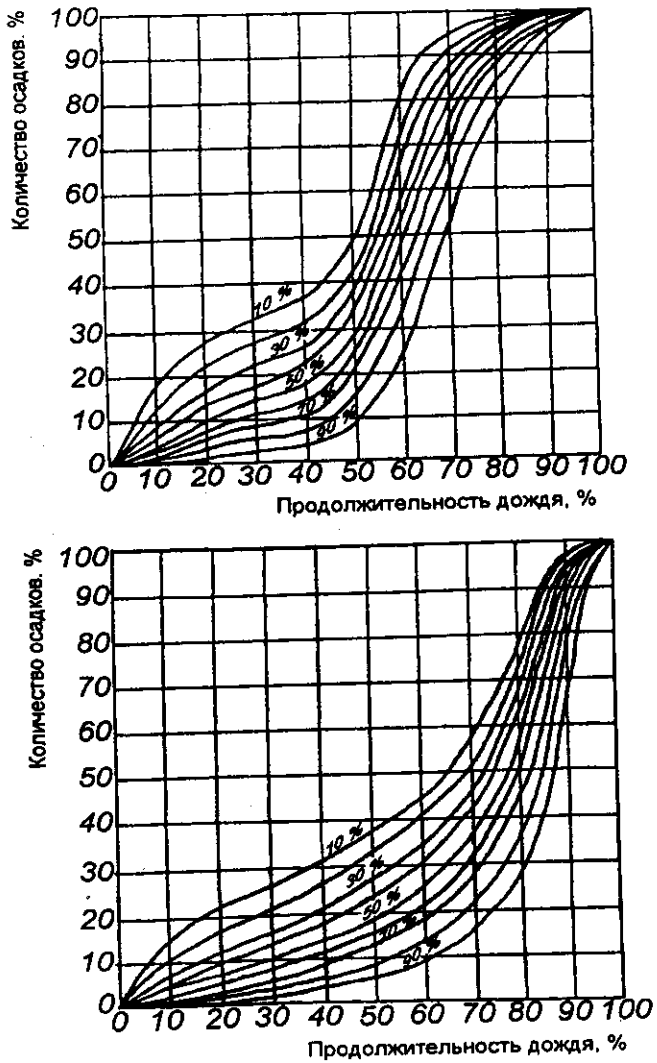


Рис. 2.15 (окончание)

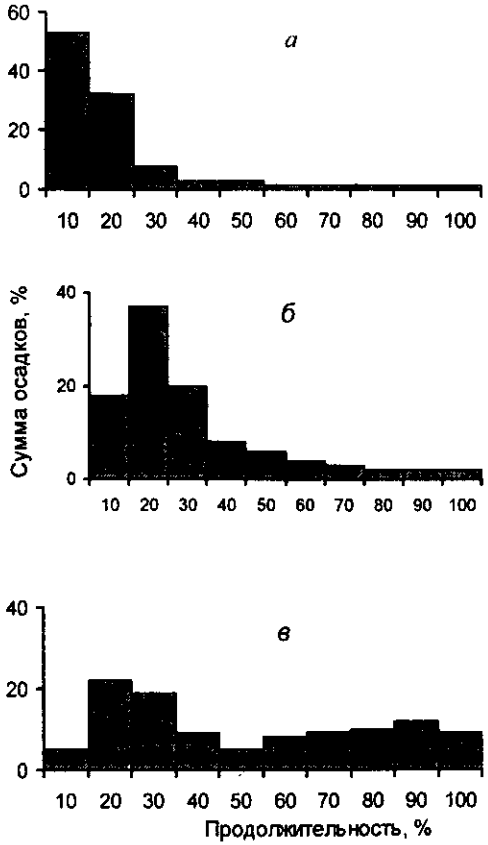


Рис. 2.16. Гистограмма для ливней I типа: 10%-ной (*а*), 50%-ной (*б*) и 90%-ной (*в*) вероятности

Гистограмма дождя 10%-ной вероятности показывает, что самый интенсивный период его выпадения будет в начале ливня, иногда давая более 50 % осадков в первом 10 %-ном периоде. Гистограмма 10 %-ной вероятности иллюстрирует более равномерное распределение осадков по времени, которое случается только в 10 % дождей первого типа. С учетом процентов повторения четырех типов дождей построен обобщенный график хода выпадения дождей вероятностью 10–90 % (рис. 2.17).

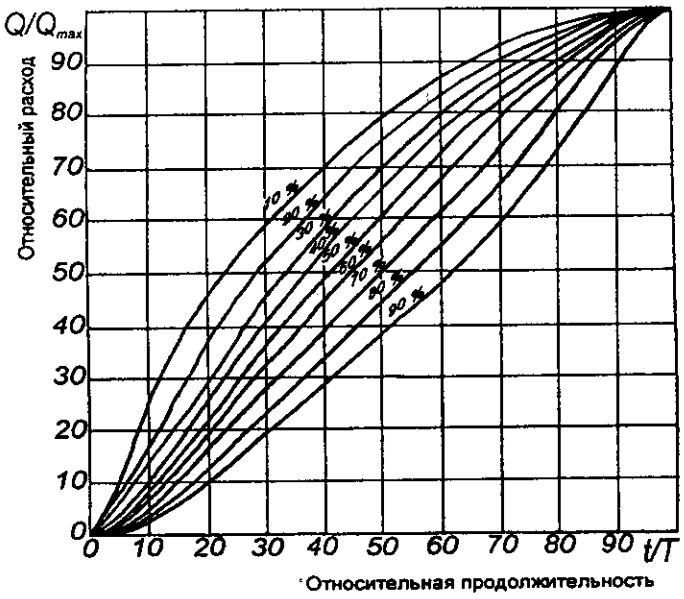


Рис. 2.17. Обобщенный график хода выпадения дождей различной вероятности

На основе изучения в ГГИ и ЛНИИ АКХ хода выпадения дождей (с количеством осадков 5 мм и более) по ряду пунктов Украины (Киев, Полтава), Центральной черноземной области ЕТР (Графская, Курск, Ростов-на-Дону, Волово и Тамбов) и в Санкт-Петербурге представляется возможным при известной схематизации принять и математически описать пять типов хода их выпадения (рис. 2.18).

При исследовании общая продолжительность каждого дождя разбивалась на 10 равных интервалов (соответствующих 10 %-ной общей продолжительности дождя), и для каждого интервала определялось количество выпавших осадков в процентах от общего количества осадков за весь период. По положению периода максимальной интенсивности к первому типу отнесены дожди с максимумом интенсивности в начале или в первой трети периода выпадения. Они составляют 37 % от числа всех дождей.

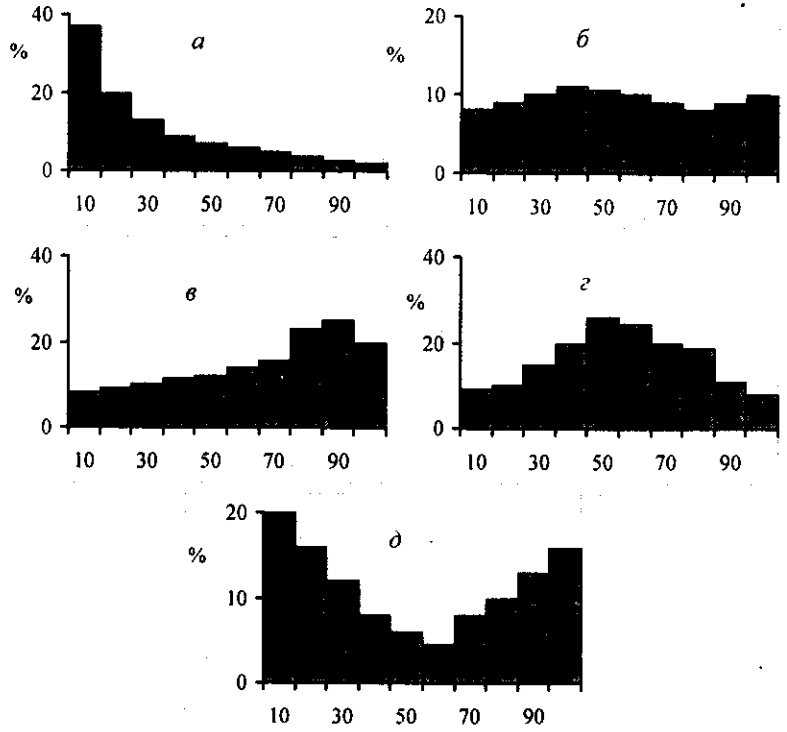


Рис. 2.18. Пять типов хода выпадения дождей и вероятности их повторения: *а* – интенсивность дождя максимальная в начале или в первой трети периода его выпадения; *б* – интенсивность постоянная (равномерная); *в* – интенсивность максимальная в конце; *г* – интенсивность максимальная в середине периода; *д* – интенсивность максимальная в начале и конце дождя

С достаточной для практических расчетов точностью изменение интенсивности в процессе выпадения дождя I типа можно выразить в виде

$$q/q_{ср} = 4 - 4(t/T)^{4,3}. \qquad (2.55)$$

Дожди II типа с равномерной интенсивностью:

$$q = q_{ср} \qquad (2.56)$$

составляют 11%.

К III типу отнесены дожди с максимумом интенсивности в конце дождя (13 %):

$$q/q_{ср} = 2t/T. \qquad (2.57)$$

Для IV типа дождей с максимумом интенсивности в середине всего периода продолжительности (28 %):

при $t/T \le 0,5$ $\quad q/q_{ср} = 4t/T,$ (2.58)

при $1,0 \ge t/T \ge 0,5$ $\quad q/q_{ср} = 4(1-t/T).$ (2.59)

Для V типа дождей с максимумом интенсивности в начале и в конце дождя (11 %) имеем:

при $t/T \le 0,5$ $\quad q/q_{ср} = 2 - 4t/T,$ (2.60)

при $1,0 \ge t/T \ge 0,5$ $\quad q/q_{ср} = 4t/T - 2.$ (2.61)

Здесь q – интенсивность дождя в момент времени t; T – общая продолжительность дождя, мин; $q_{ср}$ – средняя интенсивность дождя за весь период его выпадения, л/(с·га), равная

$$q_{ср} = 166,7\,H/T, \qquad (2.62)$$

где H – количество выпавших осадков за весь дождь, мм.

Расходы стока с начала дождя до времени концентрации стока $t_к$ с общей площади водосбора $F_с$ могут быть найдены из уравнения (2.3). Для моментов времени $t > t_к$, когда первые порции дождя успевают стечь со всех точек площади, расход может быть получен по формуле

$$Q = \int_{t-t_к}^{t} q\,f\,dt. \qquad (2.63)$$

Подставляя выражения для q (2.55) – (2.61) в (2.8) и (2.63), получаем описание гидрографов стока для указанных 5 типов дождей и соответствующие максимальные расходы (коэффициент стока принимается

постоянным, при соотношении расходов он сокращается, поэтому при анализе гидрографов его не учитываем).

Для дождя I типа имеем:

при $t < t_к$ $$Q/4q_{ср}F_с = t/t_к - (t/T)^{4/3} \cdot 3T/4t_к ; \quad (2.64)$$

при $t = t_к$ $$Q_{max}/4q_{ср}F_с = 1 - \frac{3}{4}(t_к/T)^{1/3}; \quad (2.64а)$$

при $t > t_к$ $$Q/4q_{ср}F_с = 1 - (t/T)^{4/3} \cdot 3T/4t_к + \left(\frac{t - t_к}{T}\right)^{4/3} \cdot 3T/4t_к ; \quad (2.65)$$

при $t = T$ $$Q_T/4q_{ср}F_с = 1 - 3T/4t_к + (1 - t_к/T)^{4/3} \cdot 3T/4t_к . \quad (2.66)$$

По методу предельных интенсивностей при условии равномерного нарастания площади стока $f = F_с/t_к$ максимальный расход с площади стока $F_с$ равен

$$Q_{max} = AF_с/t_к^n = H_{сут}F_с\, A_к/t_к^n , \quad (2.67)$$

где $H_{сут}$ – суточный слой осадков соответствующей обеспеченности, $A_к = A/H_{сут}$.

Если считать, что в рассматриваемом дожде выпадает суточный слой осадков, то, приравнивая выражения (2.64а) и (2.67), с учетом (2.62) получаем выражения для определения максимальной продолжительности данного дождя T_1:

$$T_1\, A_к/t_к^n = 166{,}7\left[4 - 3(t_к/T_1)^{1/3}\right]. \quad (2.68)$$

Например, для условий Санкт-Петербурга при $p > 0{,}7$ года $n = 0{,}69$ и $A_к = 23{,}3$ имеем для $t_к/T = 0{,}5$; 0,2 и 0,1 $T_1 = 579$; 217 и 74,5 мин.

Время выпадения суточного слоя дождя T_1 с изменением его интенсивности по зависимости (2.15) будет постоянным:

$$T_1 = (166{,}7/A_к)^{1/(1-n)}. \quad (2.69)$$

При $n = 0{,}69$ и $A_к = 23{,}3$ имеем $T = 571$ мин. При этом время концентрации стока должно удовлетворять равенству (2.70) и составляет $t_к/T_1 \approx 0{,}5$.

$$\frac{1}{2-n}\left[(T_1/t_к)^{2-n} - (T_1/t_к - 1)^{2-n}\right] + \frac{1}{2}\left[(T_1/t_к)^{1-n} - (T_1/t_к - 1)^{1-n}\right] = (T_1/t_к)^{1-n}. \quad (2.70)$$

Для дождя II типа гидрограф выражается зависимостями:

при $t < t_к$ $$Q/q_{ср}F_с = t/t_к \quad (2.71)$$

при $t \geq t_к$ $$Q_{max}/q_{ср}F_с = 1{,}0. \quad (2.72)$$

Максимальная продолжительность дождя T_2, при котором выпадает суточный слой осадков, будет

$$T_2 = 166{,}7t_к^n/A_к . \quad (2.73)$$

Для $A_к = 23{,}3$ и $n = 0{,}69$ из (2.73) имеем при $t_к = 15$; 20; 30; 40; 60 и 90 мин T_2 = 46; 56; 75; 91; 120 и 160 мин.

Для III типа дождя:

при $t \leq t_к$ $$Q/q_{ср}F_с = t^2/Tt_к , \quad (2.74)$$

при $t > t_к$ $$Q/q_{ср}F_с = 2t/T - t_к/T , \quad (2.75)$$

при $t = T$ $$Q_T/q_{ср}F_с = 2 - t_к/T . \quad (2.76)$$

В данном случае максимальный расход в конце дождя

$$A_к T = 166{,}7(2 - t_к/T_3)\ t_к^n . \quad (2.77)$$

Результаты расчета по формуле (2.77) при $n = 0{,}69$ и $A_к = 23{,}3$ следующие: $T_3 = 452$; 106 и 27 мин при $t_к/T_3 = 0{,}5$; 0,2 и 0,1.

Для IV типа дождя:

при $t \leq t_к \leq T/2$ $$Q/2q_{ср}F_с = t^2/T \cdot t_к , \quad (2.78)$$

при $t_к < t < T/2$ $$Q/2q_{ср}F_с = 2t/T - t_к/T , \quad (2.79)$$

при $T \geq t > T/2$ $\quad Q/2q_{ср}F_с = 2 + \frac{t_к}{T}(4t/T - 3) - 2t/T$. (2.80)

Максимальный расход наступает в середине периода выпадения дождя

$$Q_{max}/2q_{ср}F_с = 1 - t_к/T_4. \quad (2.81)$$

Максимальная продолжительность дождя соответствует равенству

$$A_к T_4 = 333{,}4(1 - t_к/T_4)\ t_к^n. \quad (2.82)$$

Для $n = 0{,}69$ и $A_к = 23{,}3$ имеем: $T_4 = 122$; 72,8 и 22,5 мин при $t_к/T_4 = 0{,}5$; 0,2 и 0,1.

Для V типа дождя:

при $t \leq t_к < T/2$ $\quad Q/2q_{ср}F_с = (1 - t/T)t/t_к$, (2.83)

при $t_к < t \leq T/2$ $\quad Q/2q_{ср}F_с = 1 - 2t/T + t_к/T$, (2.84)

при $T \geq t > T/2$ $\quad Q/2q_{ср}F_с = 2t/T - (4t/T - 3)t_к/T - 1$. (2.85)

В данном типе гидрограф имеет два одинаковых максимума – в период времени $t = t_к$ и $t = T$:

$$Q_{max}/2q_{ср}F_с = 1 - t_к/T_5. \quad (2.86)$$

Максимальная продолжительность дождя выражается зависимостью (2.82). При $t_к/T = 0{,}5$ расход во второй половине дождя будет оставаться постоянно максимальным. На рис. 2.19 представлены гидрографы стока в относительных координатах для рассмотренных пяти типов дождей с различными соотношениями $t_к/T$. Каждый из выявленных типов включает элементы дождей других типов самой разнообразной продолжительности и интенсивности. За расчетный примем дождь, включающий все характерные особенности каждого из пяти типов дождей в соответствии с вероятностью их повторения. В таком случае типовой гидрограф стока можно описать средневзвешенными значениями гидрографов, полученными для каждого из пяти типов дождей, представленных на рис. 2.19:

при $t < t_к < T/2$ $Q/q_{ср}F_с = 1{,}81t/t_к - 1{,}11(t/T)^{4/3} \cdot T/t_к + 0{,}47t^2/Tt_к$, (2.87)

при $t_к \leq t \leq T/2$ $Q/q_{ср}F_с = 1{,}81 - 1{,}11(t/T)^{4/3} \cdot T/t_к + 1{,}11\left(\frac{t - t_к}{T}\right)^{4/3} \cdot T/t_к +$

$+ 0{,}94t/T - 0{,}47t_к\ T$, (2.88)

при $T/2 \leq t \leq T$ $\quad Q/q_{ср}F_с = 2{,}49 - 1{,}11(t/T)^{4/3} \cdot T/t_к + 1{,}11\left(\frac{t - t_к}{T}\right)^{4/3} \cdot T/t_к -$

$- 0{,}42t/T - 1{,}15t_к/T + 1{,}36\frac{t_к}{T} \cdot t/T$. (2.89)

При $t = t_к$ из уравнения (2.87) получаем максимальный расход.

$$Q_{max}/q_{ср}F_с = 1{,}81 - 1{,}11(t_к/T)^{1/3} + 0{,}47t_к/T. \quad (2.90)$$

При $t = T/2$ из (2.88) получаем расход в момент времени $T/2$, а при $t = T$ из (2.89) – расход в момент прекращения выпадения дождя.

На рис. 2.20 приведен типовой гидрограф, построенный по формулам (2.87) – (2.90) при значениях $t_к/T = 0{,}5$; 0,4 и 0,2. Исходя из условия, что в данном дожде выпадает суточный слой осадков $H_{сут}$ соответствующей обеспеченности, и максимальный расход, выраженный по (2.90), находится по предельной интенсивности дождя (2.15), получаем выражение для максимальной продолжительности выпадения дождя:

$$T_{max}^{1-n}A_к = 166{,}7(t_к/T_{max})^n \cdot [1{,}81 - 1{,}11(t_к/T_{max})^{1/3} + 0{,}47t_к/T_{max}]. \quad (2.91)$$

При $p > 0{,}7$ года, $n = 0{,}69$ и $A_к = 23{,}3$ по формуле (2.91) для $t_к/T = 0{,}5$; 0,2 и 0,1 получаем соответственно $T_{max} = 236$; 80 и 36 мин. Площадь гидрографа стока, умноженная на коэффициент суточного стока ψ, дает объем всей стекающей за время выпадения дождя воды. Этот объем при выпадении суточного слоя осадков за время расчетного дождя продолжительностью T_{max} соответствующей обеспеченности равен $W_{сут} = 10H_{сут}F_с\psi$.

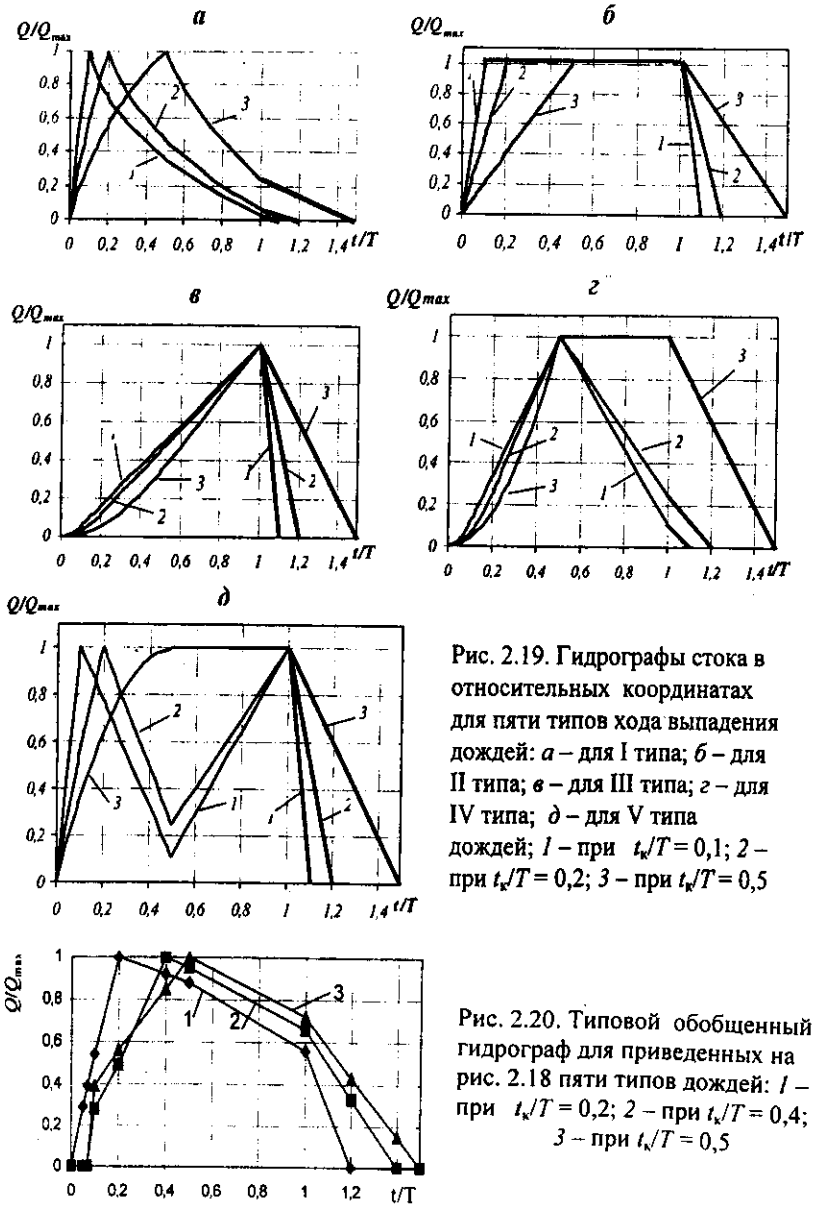


Рис. 2.19. Гидрографы стока в относительных координатах для пяти типов хода выпадения дождей: *а* – для I типа; *б* – для II типа; *в* – для III типа; *г* – для IV типа; *д* – для V типа дождей; *1* – при $t_к/T = 0{,}1$; *2* – при $t_к/T = 0{,}2$; *3* – при $t_к/T = 0{,}5$

Рис. 2.20. Типовой обобщенный гидрограф для приведенных на рис. 2.18 пяти типов дождей: *1* – при $t_к/T = 0{,}2$; *2* – при $t_к/T = 0{,}4$; *3* – при $t_к/T = 0{,}5$

Глава 3. СТОК ТАЛЫХ ВОД

3.1. Образование талых вод

Сток талой воды завершает процесс, начинающийся после выпадения снега на земную поверхность. Снеготаяние обычно начинается весной. Определяющую роль в этом процессе играют метеорологические факторы. Период снеготаяния может занимать от нескольких часов и суток до нескольких месяцев. В свежевыпавшем снеге отношение объема воды, заключенной в снежном покрове, к объему снега составляет около 10 %. Плотность снега изменяется от 0,5; 0,07 до 0,14 г/см^3. С течением времени снег оседает, сжимается, и его плотность увеличивается до 50 % и более. Температура в глубине снежного покрова значительно ниже точки замерзания. При положительных температурах воздуха происходит таяние снега на поверхности снежного покрова. Первые порции талых вод просачиваются в толщу снежного покрова на небольшую глубину и снова замерзают там при соприкосновении с холодным снегом. В ходе повторного замерзания высвобождается скрытая теплота плавления, что повышает температуру снежного покрова. Тепло проникает вглубь снежного покрова из воздуха и почвы. При длительном потеплении вся снежная толща прогревается и, наконец, достигает температуры 0°С. Талая вода стекает через слежавшийся снег, и первые ее порции удерживаются на снежных кристаллах в виде капиллярной и пленочной воды. До этого момента плотность снега возрастает. При превышении водоудерживающей способности снега талая вода начинает просачиваться до грунта, и вода стекает по поверхности почвы.

Если интенсивность таяния снега превышает инфильтрационную способность почвы, то избыточная вода из образовавшегося слоя, насыщенного водой, стекает по поверхности. Если теплая погода не сменяется похолоданием, процесс таяния поддерживается до полного исчезновения снежного покрова. Качество снега связано с содержанием льда в слое снега, т.е. отношением массы льда, находящегося в снеге, к общей массе снега. Это отношение обычно близко к 0,95, однако, в периоды быстрого таяния оно может падать до 0,7. Средняя плотность снежного покрова в зимние месяцы составляет 0,2 г/см^3, а весной – до 0,3 г/см^3.

Снег плохой проводник тепла. Теплопроводность свежевыпавшего снега в 10 раз больше теплопроводности воздуха, но в 100 раз меньше

теплопроводности почвы. Поэтому снежный покров предохраняет почву от глубокого промерзания. Температура поверхности почвы, покрытой снежным покровом, на 15–20 °С выше температуры поверхности снега при сильных морозах.

Среднее значение альбедо в период таяния снега обычно принимается 50 %. *Альбедо* (белизна) – величина, характеризующая способность поверхности какого-либо тела отражать (рассеивать) падающее на нее излучение.

Наиболее обоснованным методом расчета интенсивности таяния снега, учитывающим составляющие теплового баланса снежного покрова, является метод П. П. Кузьмина. В приближенных расчетах используются эмпирические формулы. Так, по формуле Е. Г. Попова можно рассчитать интенсивность таяния снега, как за сутки, так и раздельно за дневные и ночные часы в зависимости от средней, максимальной и минимальной температуры воздуха и скорости ветра. Наиболее простым и, конечно, приближенным методом расчета интенсивности таяния (мм/сут) является метод температурных коэффициентов:

$$a = k_c \sum t_2 , \qquad (3.1)$$

где k_c – коэффициент, зависящий от комплекса физико-географических условий, определяющих тепловой баланс толщи снега в период таяния; $\sum t_2$ – сумма положительных среднесуточных значений температуры воздуха на высоте $h = 2$ м.

Коэффициент k_c выражает слой талой воды в мм на 1 °С положительной средней суточной температуры воздуха и называется коэффициентом стаивания. Его значения меняются по годам и районам, зависят от метеорологических условий периода таяния снега, характера весны и подстилающей поверхности. По данным Кузьмина, в дружные весны $k_c = 6$ мм/°С, а в затяжные $k_c \geq 2{,}5$ мм/°С.

Максимальные расходы весенних талых вод вызываются следующими основными факторами: энергией солнечной радиации; соприкосновением снега с поступающим извне теплым воздухом; жидкими атмосферными осадками (дождем). Весеннее снеготаяние обычно

протекает неравномерно, нередко прерываясь одним-двумя морозными днями. В каждом отдельном случае ход весеннего снеготаяния в известной степени характеризуется ходом изменения температуры воздуха за период снеготаяния. Средняя интенсивность снеготаяния, выраженная количеством талой воды (л/(с · га)), может быть получена по формуле

$$q_{сн} = 1{,}16 \rho_c h_c / T_c , \qquad (3.2)$$

где h_c – высота снежного покрова к началу снеготаяния, см; ρ_c – плотность снега (для весны можно считать $\rho_c = 0{,}3$ г/см³); T_c – продолжительность снеготаяния, сут.

Величины h_c и T_c – средние за долголетний период по данным метеостанций. Из-за неравномерности снеготаяния по отдельным дням, а также часам суток можно учитывать не всю продолжительность снеготаяния T_c за сутки, а лишь за дневные часы интенсивного таяния. Максимальный расход талых вод при стоке с относительно небольших бассейнов возникает при максимальной интенсивности снеготаяния.

Энергия солнечной радиации в период весеннего снеготаяния при ясном небе для всех широт России в среднем равна 1 кал (4,187 Дж) на 1 см²/мин. Следовательно, вызываемая ею интенсивность снеготаяния (в слое талой воды) составляет

$$q_1 = 1{,}0 \cdot 10 \cdot 60/80 = 7{,}5 \text{ мм/ч}.$$

Количество тепла (кал · см²/ч), получаемое снегом от нагретого воздуха, можно оценить по формуле

$$P = 0{,}007 T \sqrt{u_в + 0{,}3}\,(t_в - t_c),$$

где $u_в$ – скорость ветра, м/с; T – абсолютная температура воздуха; $(t_в - t_c)$ – разность температур воздуха и снега.

Расчеты по этой формуле при $u_в = 3 - 5$ м/с и $t_в = 10 - 12$ °С показывают, что максимальная интенсивность снеготаяния может достигать 4–7 мм/ч. Высота слоя воды (мм), получающейся от таяния снега в

результате выпадения дождя, может быть получена по формуле

$$h_{т.в} = \frac{h_д t_д}{80 \cdot \rho_с},$$

где $h_д$ – слой дождя, мм; $t_д$ – температура дождя; $\rho_с$ – плотность снега (0,3 г/см³).

При $t_д = 5°C$ и $h_д = 15$ мм величина $t_{т.в}$ получается равной 3,75 мм. Таким образом, средний максимум интенсивности снеготаяния находится в пределах 6–12 мм/ч, что близко к экспериментальным данным (в Воронежской области – 9,67 мм/ч; под Москвой – 3 мм/ч, на Валдае – 6 мм/ч).

3.2. Расход и объем стока талых вод

При выборе схемы отведения и очистки поверхностного стока необходимо знать его количественные и качественные характеристики. А сток талых вод является не менее важной составляющей, чем дождевой, в общем объеме поверхностного стока.

Снежный покров является накопителем влаги. Запас воды в нем определяется толщиной слоя воды (мм), который образовался бы на горизонтальной поверхности в результате таяния снежного покрова при отсутствии стока, просачивания и испарения. Наибольших значений запас воды достигает в конце сезона. В холодный период года (с октября по апрель, особенно в период предзимья – октябрь и ноябрь) в зависимости от климатических особенностей возможны оттепели, когда осадки выпадают в виде дождя и мокрого снега, а снег оседает и иногда полностью сходит. Средний (h_0) из наибольших запасов воды за зиму может быть взят по климатическому Справочнику. Так, в Санкт-Петербурге среднегодовой слой атмосферных осадков за холодный период равен 239 мм. Однако во время зимних оттепелей и смешанных осадков слой талого стока составляет 166 мм. В конце сезона средний из наибольших запасов воды в снеге к началу весеннего снеготаяния достигает $h_0 = 73$ мм.

Среднегодовой объем $W_т$ (м³) талого стока в период весеннего

снеготаяния будет

$$W_т = 10 \cdot h_0 \cdot F \cdot \psi_т \cdot k_у, \qquad (3.3)$$

где $\psi_т$ – коэффициент стока талых вод; $k_у$ – коэффициент, учитывающий частичный вывоз и уборку снега; F – площадь водосбора, га. Эту площадь следует брать равной всей площади бассейна независимо от его конфигурации и характера.

Для приближенных расчетов средний многолетний слой талых вод с водосборных бассейнов площадью $F > 100$ км² может быть принят по карте изолиний (рис. 3.1). Для малых бассейнов $(F < 100 \text{ км}^2)$ вводятся поправочные коэффициенты: 1,1 – при холмистом рельефе и глинистых почвах; 0,9 – при равнинном рельефе и песчаных почвах; 0,5 – при особо больших потерях стока (сосновые деревья на песках). Расчетный слой суммарного стока различной обеспеченности можно вычислить по формуле (1.7).

Коэффициент вариации C_v может быть принят по карте изолиний (рис. 3.2), при этом при площади бассейна $F = (0-50)$км² необходимо вводить коэффициент 1,25, а при площади $F = (51-100)$км² – 1,2.

Коэффициент асимметрии C_s принимают: для равнинных водосборов – $2C_v$; для водосборов на северо-западе, северо-востоке России – $3C_v$; для водосборов в горной местности России – $(3-4)C_v$. Значения ординат Ф принимаются по биноминальной кривой обеспеченности (прил. 3).

Средний расход (л/с) из максимальных стоков при весеннем снеготаянии с застроенных территорий площадью F (га) может быть определен по формуле

$$Q = 2{,}8 \cdot i_{сн} \cdot F \cdot k_у \cdot \psi_т \cdot \varphi, \qquad (3.4)$$

где $i_{сн}$ – максимальная интенсивность снеготаяния средней обеспеченности, мм/ч (рис. 3.3); $\psi_т$ – коэффициент стока; φ – коэффициент, учитывающий неравномерность снеготаяния и зависящий от площади бассейна.

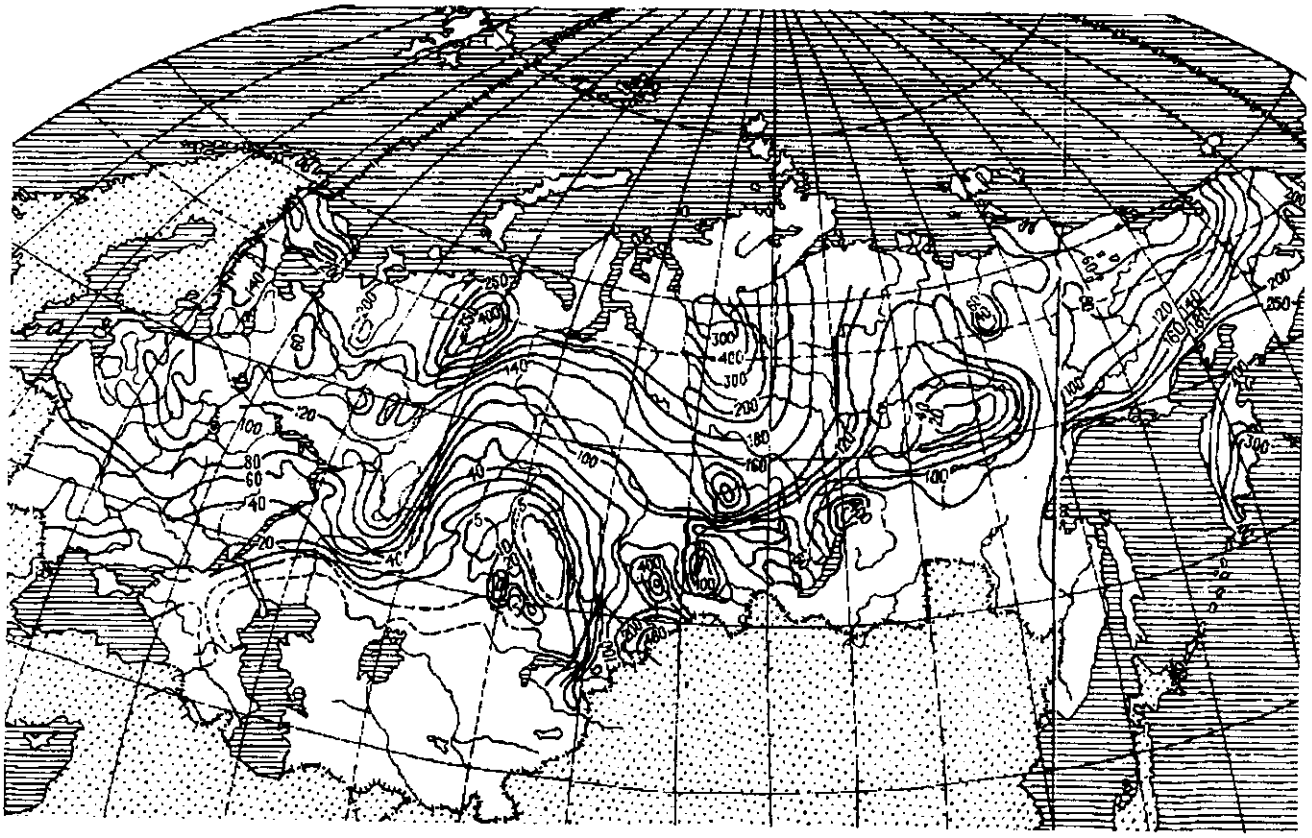


Рис. 3.1. Средний многолетний слой стока (мм) талых вод

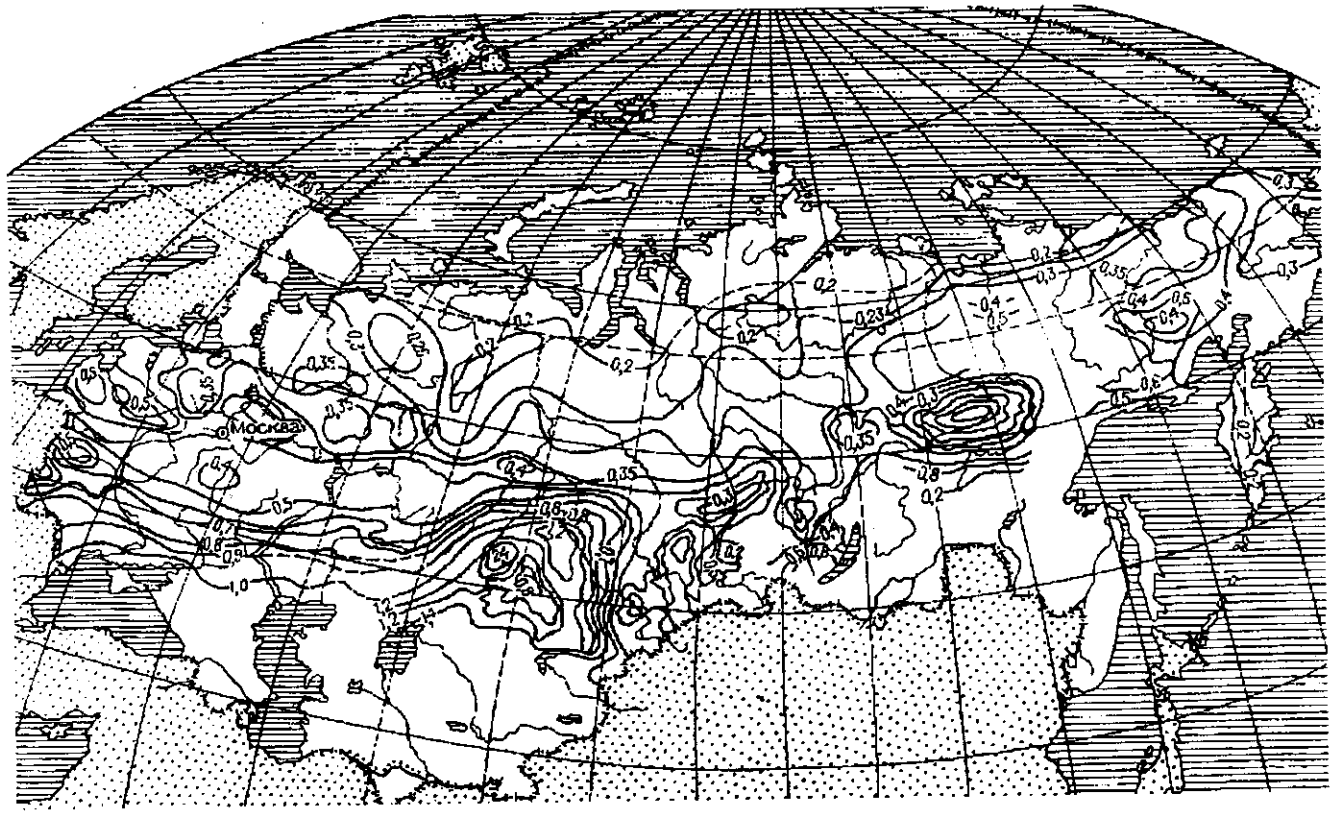


Рис. 3.2. Коэффициент вариации C_v для талых вод

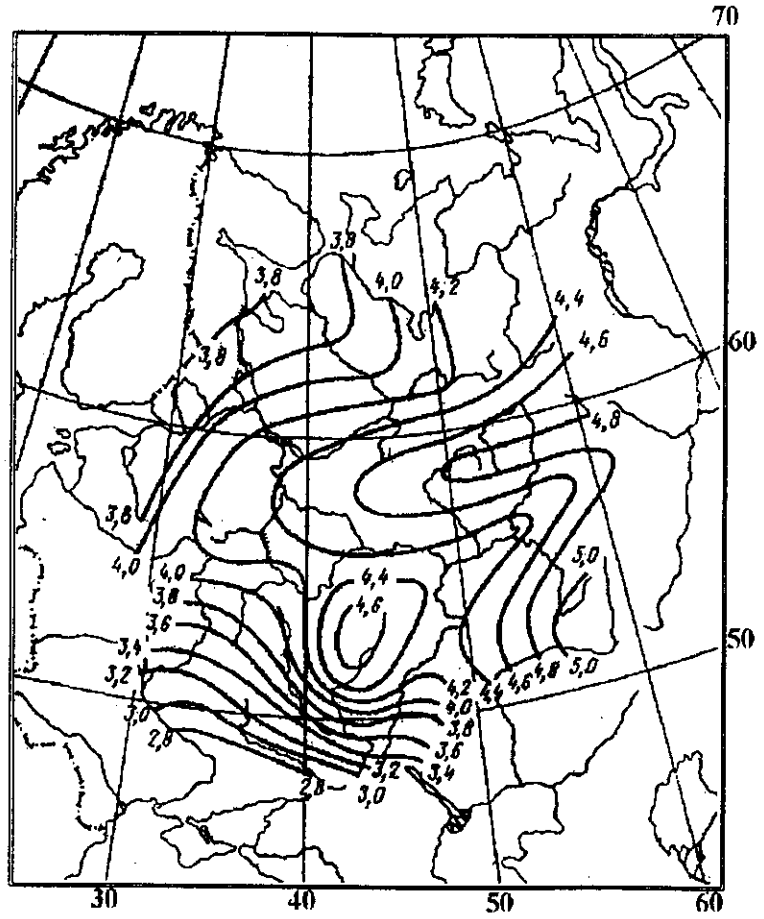


Рис. 3.3. Средние максимальные интенсивности снеготаяния, мм/ч (по П.П. Кузьмину)

На застроенных территориях максимальная интенсивность снеготаяния не может быть отнесена ко всей площади стока; очистка крыш от снега, наличие зданий, не допускающих проникновения солнечных лучей на некоторую часть площади, более быстрое таяние на проездах и т.п. делает невозможным одновременное участие в интенсивном снеготаянии всей площади стока. Эти уменьшающие общий сток обстоятельства компенсируются большей интенсивностью снеготаяния на застроенных территориях из-за значительного содержания в снеге аэрозолей и в связи

с большим прогреванием воздуха. Коэффициент $k_у$ приближенно равен

$$k_у = 1 - F_у / F, \qquad (3.5)$$

где $F_у$ – площадь, очищаемая от снега (включая площадь кровель, оборудованных внутренними водостоками). Обычно принимают $k_у \cdot \varphi \approx 0{,}5 - 0{,}8$.

Для малых водосборов ($F = 1 - 10$ км^2) решающим будет не весь запас воды в снеге, который постепенно поступает на водосбор в течение 3–10 сут, а один наибольший из дневных расходов в середине периода снеготаяния. Если считать, что интенсивное снеготаяние начинается в 10 ч утра и заканчивается в 8 ч вечера, т.е. весь интенсивный процесс стока продолжается около 10 ч, а наибольшая интенсивность снеготаяния наступает в 2 ч дня, то исходя из треугольного гидрографа стока получается следующая формула для максимального расхода (л/с) талых вод:

$$Q_{max} = \frac{5{,}5}{10 + T_T} \cdot \psi_т \cdot k_у \cdot F \cdot h_т, \qquad (3.6)$$

где T_T – продолжительность стекания воды от геометрического центра водосбора до расчетного сечения (ч), т.е. время запаздывания пика гидрографа стока против 2 ч дня (времени наступления пика снеготаяния). При этом принимается, что конец стока вечером сдвигается на T.

Слой стока талых вод за 10 дневных часов с 1 км^2 (100 га) с учетом дождей, проходящих обычно при весеннем стоке, для четырех районов приведен в табл. 3.1.

В табл. 3.1 принята следующая классификация районов нашей страны в зависимости от климатических условий:

1 – северная граница: Великие Луки, Москва, Нижний Новгород, Казань, Екатеринбург, Тюмень, Новосибирск, южная часть Байкала, район Яблонового и Станового хребтов, побережье Охотского моря, Камчатка; южная граница: южная часть Урала, Саяны, Алтай, хребет Хамар-Дабан;

Таблица 3.1

Слой талого стока $h_т$ (мм) за 10 дневных часов со 100 га

Район	Вероятность превышения, %					
	1	2	3	10	20	50
1	55	51	44	37	31	25
2	44	41	36	30	25	20
3	33	30	26	22	19	15
4	42	37	30	25	16	7

2 – к северу от района 1 до устья р. Мезень и далее на восток, примерно по Северному полярному кругу. Сюда относится Северо-Западная ЕТР;

3 – к северу от устья р. Мезень и далее к востоку, примерно по Северному полярному кругу;

4 – Сальские и Астраханские степи, южная часть Сибири. В граничных районах шириной до 20 км принимают среднее значение h_0 для двух смежных районов.

Для Заволжья можно брать среднее значение слоя между районами 1 и 4.

Годовое количество талого стока можно определить по сумме зимних атмосферных осадков. Годовое количество осадков, в том числе жидких и твердых, может быть принято по метеорологическим справочникам. Процентное содержание твердых осадков (а следовательно, и жидких) в среднемесячном количестве всех атмосферных осадков ориентировочно можно выразить через среднемесячную температуру воздуха $t^{\circ}_{ср.мес}$ (для климатической зоны Атлантики):

$$f = 50 - 5t^{\circ}_{ср.мес}. \qquad (3.7)$$

Коэффициент стока от снеготаяния $\psi_т$ зависит от условий инфильтрации воды в грунтах. При промерзании грунтов не вся вода, находящаяся в порах грунта, превращается в лед. Содержание в грунтах разных по степени связанности категорий воды существенно сказывается на процессе ее замерзания в грунтах. Часть воды всегда остается в мерзлых грунтах

при любой их отрицательной температуре в незамерзшем состоянии. По опытам Центральной лаборатории Института мерзлотоведения АН (Цытович Н. А. Механика грунтов. М., 1956), образцы подмосковного суглинка при общей их влажности 21% имеют 57% незамерзшей воды при $t = -17^{\circ}C$. Таяние льда в порах грунта, как показывают результаты опытов, происходит при температуре ниже 0°С. В январе и феврале ночные температуры – в среднем –14°С, а в дневное время – (–6°С). Если принять влажность грунта $w_{вл} = 21\%$, то при объемном весе грунта $\gamma_{об} = 1{,}84$ г/см³ и удельном весе $\gamma_{гр} = 2{,}65$ г/см³ его пористость будет

$$n_{гр} = 1 - \frac{\gamma_{об}}{\gamma_{гр} \cdot (1 + w_{вл} \cdot 100)} = 1 - \frac{1{,}84}{2{,}65 \cdot 1{,}21} = 0{,}43 = 43\%.$$

При данной влажности объем пор, занятый водой, равен $n_в = 0{,}32 = 32\%$, объем пор, свободный от воды, $n_{св} = 0{,}11 = 11\%$. Если считать, что 57% воды не замерзает при $t = -17^{\circ}C$, то объем пор, закупоренных льдом в результате замерзания 43% воды, будет $n_л = 0{,}43 \cdot 0{,}32 = 0{,}14 = 14\%$, а остальная пористость грунта $n_{св.з} = 0{,}43 - 0{,}14 = 29\%$ свободна от льда и обладает фильтрационной способностью. По опытам В. С. Истоминой, коэффициент фильтрации пропорционален коэффициенту пористости грунта. Значит, замерзший грунт уменьшит фильтрационную способность только на $1 - n_{з.гр}/n_{гр} = 1 - 0{,}29/0{,}43 = 0{,}33 = 33\%$. Поэтому можем принять, что слой суточного задержания воды в замерзшем грунте будет не менее $H_0/2$.

Для территории Санкт-Петербурга величина начальных потерь в среднем равна $H_0 = 3$ мм. Средний слой весеннего снеготаяния $H_{вес.сн} = 73$ мм. Средний период весеннего снеготаяния $T_{вес.сн} = 10$ дн. Следовательно, можно считать, что за 10 дней весеннего снеготаяния максимальный слой стока будет не более $h_{вес.сн} = 73 - 1{,}5 \cdot 10 = 73 - 15 = 58$, т.е. коэффициент стока будет не больше $\psi_т = 58/73 = 0{,}79$. Во время оттепелей в холодный период средний слой талых вод 239 – 73 = 166 мм. Средний период оттепелей $T_{от} = 24$ дн. Средний слой стока будет не более

$h_{ст.от} = 166 - 1{,}5 \cdot 24 = 166 - 36 = 130$ мм. Коэффициент стока талых вод во время оттепелей будет не больше $\psi_{т.от} = 130/166 = 0{,}78$. Поэтому не случайно коэффициент стока талых вод $\psi_т$ рекомендуется принимать в пределах 0,5–0,8.

3.3. Сток поливомоечных вод

Сток поливомоечных вод с застроенных территорий незначителен по сравнению со стоком дождевых и талых вод. Его расходы, как правило, не учитываются при гидравлическом расчете сетей водоотведения. В то же время ввиду большой загрязненности этих вод его следует учитывать при водохозяйственных расчетах. Как правило, на мойку (1 раз в сутки) покрытий проездов и площадей расходуется 1,2–1,5 л воды на 1 м² площади. Коэффициент стока при механизированной мойке может быть принят равным 0,6. В таком случае объем стока моечных вод с 1 га покрытий за сутки составит 9 м³. Объем поливомоечного стока за год $Q_{год}$ (м³) будет

$$Q_{год} = 0{,}09 k_{дор} \cdot F \cdot a_n, \qquad (3.8)$$

где F – общая площадь бассейна, га; $k_{дор}$ – относительная величина площади дорожных покрытий, % (обычно около 20 %); a_n – количество дней, в течение которых производится мойка (для средней полосы России около 150).

Удельный среднесуточный за поливочный сезон расход воды на поливку в расчете на одного жителя можно принимать 50–90 л/сут.

3.4. Приток инфильтрационных вод

Эксплуатационные наблюдения показывают, что в сетях дождевой канализации, уложенной ниже уровня грунтовых вод, практически непрерывно в течение года имеет место приток инфильтрационных вод. Поэтому дождевой и талый стоки всегда разбавлены инфильтрационными водами, что существенно влияет на их состав. Величину расхода инфильтрационных вод в сети дождевой канализации следует определять на

основе специальных исследований. В настоящее время эти данные отсутствуют, и расходы притока инфильтрационных вод предлагается принимать по литературным данным, согласно которым их значения колеблются от 0,05 до 0,15 л/с с 1 га, причем 0,15 л/с с 1 га – для стран Европы, где промерзание грунтов, препятствующее просачиванию в грунт, практически отсутствует. С учетом промерзания грунтов в наших условиях указанная величина может быть уменьшена до 0,085 (иногда до 0,13) л/с с 1 га. Тогда в среднем можно принять: $H_{инф} = 0{,}085 \cdot 3{,}6 \cdot 24 \cdot 365 = 268$ мм/год= $= 2680$ м³/г с 1 га. Из этого количества на дождевую сеть рекомендуется принимать 2010 м³/год на 1 га, на бытовую – 670 м³/год на 1 га.

Максимальный расчетный расход (л/с) притока инфильтрационных вод в сухую погоду в коллекторе, составляет

$$Q_{инф.макс} = 0{,}13 \cdot F,$$

где F – площадь водосбора данного коллектора, га.

Трубопроводы могут быть расположены в зонах аэрации, капиллярной, грунтовых вод и в зоне межпластовых безнапорных вод. В зонах аэрации и капиллярной может иметь место только эксфильтрация сточных вод из трубопровода в грунт. При расположении сети в зонах грунтовых вод, а также межпластовых безнапорных грунтовых вод возможна инфильтрация этих вод внутрь трубопровода через стенки трубопроводов, стыки труб, стенки и днища смотровых колодцев.

Величину инфильтрации определяют путем замеров поступления воды на построенных, но не включенных в эксплуатацию трубопроводах, уложенных ниже уровня грунтовых вод. Для дождевой сети эти замеры можно проводить в сухую погоду в период эксплуатации. На основании замеров на ряде трубопроводов в Москве, Санкт-Петербурге величину инфильтрации можно принимать от 20 до 45 м³/сут на 1 км сети при напоре грунтовых вод до 3,0 м. При глубине заложения трубопровода свыше 3,0 м величина инфильтрации возрастает на 50 % на каждый метр заглубления.

Глава 4. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

4.1. Основное уравнение движения дождевых стоков

Дождевые потоки в коллекторах водоотведения образуются от сравнительно кратковременного притока в коллектор больших количеств воды в результате дождя. Для дождевых потоков характерны два случая:

1. Движение потока и увеличение его объема от бокового притока новых масс воды через дождеприемники происходят одновременно; в этом случае расход потока является переменным по длине и во времени.
2. Поток сформировался в верхней части коллектора, и на рассматриваемом участке его объем сохраняется приблизительно постоянным, но волна дождевого потока при этом движется, меняя свою форму, и распластывается. Этот случай является более простым.

Неустановившееся движение потока, ограниченное твердыми стенками трубы, рассматривается в рамках одноразмерной задачи. Это значит, что в потоке живые сечения принимаются плоскими, нормальными к направлению поступательных скоростей, и независимо от формы сечения и распределения в них осредненных (во времени) местных скоростей устанавливается зависимость между расходом Q, проходящим через каждое сечение в каждый момент времени t, площадью каждого живого сечения (зависящей от времени), уклоном свободной поверхности I и уклоном трения i_f. Движение жидкости происходит под влиянием сил тяжести, связанных с продольным уклоном i_0 дна трубы, продольным изменением средних скоростей v и сил сопротивления.

В настоящее время для исследования неустановившегося движения безнапорных потоков широко применяются методы математического моделирования. При этом, как правило, используется система двух дифференциальных уравнений Сен-Венана, описывающая физические процессы при движении жидкости:

$$\partial Q/\partial s + \partial w/\partial t = q_л(t), \qquad (4.1)$$

$$i_0 - \partial h/\partial s = i_f + \partial v/g\partial t + v\partial v/g\partial s, \qquad (4.2)$$

где $q_л$ – боковой приток на единицу длины коллектора, адекватный дискретному притоку через дождеприемники (рис. 4.1).

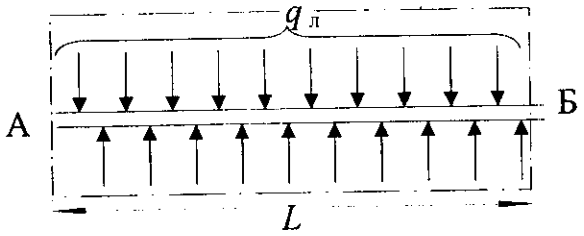


Рис. 4.1. Расчетная схема коллектора с линейно распределенным потоком

Из-за невозможности решить эти уравнения в аналитическом виде в настоящее время наибольшее распространение получили численные методы, использующие конечно-разностные представления этих уравнений. При этом последними двумя инерционными членами в уравнении (4.2) пренебрегают, так как порядок их для дождевых потоков мал по сравнению с остальными членами. В процессе наполнения коллектора от стекающей с поверхности водосбора воды происходит непрерывное увеличение вниз по течению как расхода, так и глубины потока. При этом свободная поверхность имеет столь малую кривизну и преобразуется столь медленно, что можно пренебречь отклонениями действительного уклона от соответствующего тому же расходу уклона установившегося движения. Уклон трения выражают по зависимостям установившегося равномерного движения:

$$i_f = \frac{\lambda}{d_г}\cdot\frac{v^2}{2g} = \frac{\lambda}{d_г}\cdot\frac{Q^2}{2g\omega^2} = Q^2/K^2, \qquad (4.3)$$

где $K = \omega\sqrt{2gd_г/\lambda} = \omega C_ш\sqrt{R}$ – модуль расхода; λ – коэффициент гидравлического трения; $d_г$ и R – гидравлический диаметр и радиус, $d_г = 4R$; $C_ш$ – коэффициент Шези, $C_ш = \sqrt{8g/\lambda}$.

Выразим коэффициент Шези по формуле Н. Н. Павловского:

$$C_ш = R^y/n_ш, \qquad (4.4)$$

где $n_ш$ – коэффициент шероховатости, $n_ш$ = 0,013 – 0,014; $y \approx 1{,}5\sqrt{n_ш}$ –

показатель степени, $y \approx 1/6$. Для трубопроводов водоотведения при равномерном движении $(i_0 = i_f)$ в квадратичной области сопротивления составлены таблицы Н. А. Лукиных и А. А. Лукиных [19]. Трубы водоотведения обычно работают в переходной области сопротивления. В этом случае для определения гидравлического коэффициента трения рекомендуется формула Н. Ф. Федорова, в которой коэффициент λ зависит от чисел Рейнольдса $\mathrm{Re} = vd_г/\nu$ (ν – кинематическая вязкость жидкости) и относительной шероховатости трубы:

$$\lambda = 0{,}25 \lg\left[\left(\Delta_э/3{,}42d_г + a_ф/\mathrm{Re}\right)\right], \qquad (4.5)$$

где $\Delta_э$ – эквивалентная шероховатость; $a_ф$ – коэффициент, учитывающий степень турбулентности потока со взвесью (табл. 4.1). Величины $\Delta_э$ и $a_ф$ зависят от материала трубы, их значения при концентрации взвешенных веществ в сточной воде до 600 мг/л приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Значения $\Delta_э$ и $a_ф$, входящие в формулу Н. Ф. Федорова (4.5)

Трубы	$\Delta_э$	$a_ф$	Трубы	$\Delta_э$	$a_ф$
Чугунные	1,0	83	Стальные	0,8	79
Асбестоцементные	0,6	73	Полиэтиленовые	0,04	20
Керамические	1,35	90	Поливинилхлоридные	0,06	20
Бетонные и железобетонные	2,0	100	Полипропиленовые	0,005	130

Кинематическая вязкость сточных вод ν (см²/с), содержащих $B \le 600$ мг/л взвешенных веществ, из которых около 75 % – органические, при температуре от 2 до 25 °С может быть определена по формуле

$$\nu = \nu_в + 0{,}0002Bt^{-2}, \qquad (4.6)$$

где $\nu_в$ – кинематическая вязкость пресной воды.

Таблицы Н. Ф. Федорова [40] учитывают переходную область сопротивления, но не учитывают изменение этого сопротивления в трубах из разных материалов, ибо они составлены при $\Delta_э = 2$ мм и $a_ф = 100$, а для круглых труб диаметром до 600 мм принималось $\Delta_э = 1{,}35$ мм и $a_2 = 90$. В указанных таблицах, основанных на формулах (4.4) и (4.5), достаточной геометрической характеристикой сечения является гидравлический радиус, что приводит к завышению пропускной способности при наполнениях $(0{,}8 - 0{,}9)D$ в среднем на 12 %.

Исследования свидетельствуют, что при неполном наполнении трубы в краевых точках свободной поверхности потока касательные напряжения не равны нулю и на свободной поверхности создается градиент давления в поперечном направлении потока от стенок трубы к оси потока, что приводит к образованию вторичных поперечных течений и изменению положения линий равных осредненных продольных скоростей в сечении. Эти особенности учитываются в таблицах [2]. При наполнениях круглой трубы диаметром D выше половины $(0{,}5 \le h/D \le 1{,}0)$ среднюю скорость потока при равномерном движении $(i_0 = i_f)$ можно принимать не зависящей от степени наполнения и соответствующей полному заполнению трубы, т.е. в формулах (4.3) – (4.5) – принимать $D_г = D$.

Для лотков проезжей части улиц (рис. 4.2) модуль скорости течения $W = C_ш\sqrt{R}$ или модуль расхода $K = \omega W$ можно выразить через площадь живого сечения потока:

$$W = B_y\sqrt{\omega} \quad \text{или} \quad K = B_y\omega^{3/2}, \qquad (4.7)$$

где множитель B_y зависит от шероховатости покрытия; для асфальтированных и бетонных покрытий $B_y = 18$ с$^{-1}$.

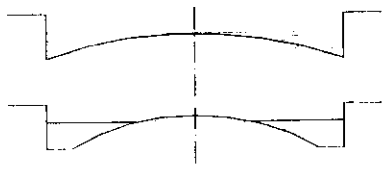


Рис. 4.2. Поперечные сечения лотков мостовых

4.2. Определение времени концентрации стока

Согласно методу предельных интенсивностей максимальный расход стока формируется в любом расчетном сечении бассейна водосбора за время пробега воды от наиболее удаленной точки площади водосбора до рассматриваемого сечения. Это время складывается из времени протока по поверхности до уличного лотка, а при наличии дождеприемников в пределах кварталов – до уличного водостока (время поверхностной концентрации) $t_{конц}$, времени пробега воды по уличному лотку $t_л$ (при отсутствии дождеприемников в пределах квартала) и времени пробега по трубопроводам $t_{тр}$:

$$T_р = t_{конц} + t_л + t_{тр}. \qquad (4.8)$$

Время поверхностной концентрации при наличии внутриквартальных закрытых дождевых сетей (ориентируясь на средние размеры квартала) обычно принимают равным 3–5 мин, при их отсутствии или при наличии лишь дождеприемников у красной линии застройки квартала – от 5 до 10 мин. Для больших по площади кварталов время поверхностной концентрации может быть определено как сумма времени протока по крыше и водосточной трубе (наиболее удаленного от улицы здания) – 0,5 мин, времени протока по территории двора (при длине пути движения воды в 10 – 40 м это время может быть принято равным 1–3 мин) и затем по лоткам внутриквартальных проездов и времени протока по трубам внутриквартальной сети от наиболее удаленного от улицы дождеприемника до уличного коллектора.

При отсутствии плана застройки квартала время концентрации следует относить к длине пути движения воды, равной половине ширины квартала плюс полширины улицы. Если поверхность территории квартала имеет уклон (0,008–0,01) к одной из его границ, то длина принимается равной ширине квартала плюс полширины улицы. Время протока по уличным лоткам $t_л$ (мин), при установке уличных дождеприемников лишь на перекрестках улиц или при открытом отведении дождевых вод по территории канализуемого объекта, определяется по формуле

$$t_л = 1{,}25 l_л / 60 v_л = 0{,}021 l_л / v_л, \qquad (4.9)$$

где $l_л$ – длина участков лотков или канала, м; $v_л$ – скорость течения воды в конце участка, м/с.

Поскольку скорость течения воды в лотках и каналах увеличивается при их наполнении, расчетное время протока по лотку должно быть несколько больше, чем время, определенное при максимальном расчетном расходе. Поэтому в формулу (4.9) введен коэффициент 1,25.

Среднюю скорость потока в лотках и каналах обычно определяют по формуле Шези через модуль скорости W:

$$v = C_ш \sqrt{Ri_0} = \frac{1}{n_ш} R^y \sqrt{Ri_0} = W\sqrt{i_0}, \qquad (4.10)$$

где i_0 – продольный уклон лотка или канала; $C_ш$ – коэффициент Шези; $R = \omega/\chi$ – гидравлический радиус; $n_ш$ – коэффициент шероховатости.

При расчете внутриквартальной сети водоотведения время поверхностной концентрации принимают равным 2–3 мин. Поверхностные воды в кварталах стекают по лоткам внутриквартальных дорог, имеющим выпуски в лоток улицы или дождеприемный колодец внутриквартальной сети водостоков. Глубина и ширина потока воды зависят от площади водосбора $F_{кв}$ и продольного уклона i_0. Уклоны лотка $i_л$ обычно изменяются от 0,004 до 0,02. Для кварталов шириной B при ширине улиц b площадь стока до дождеприемника, установленного на углу квартала, будет $F_{кв} = (B + b/2)l_л$, где $l_л$ – длина лотка до первого дождеприемника от линии застройки квартала. Умножая площадь водосбора на расчетную интенсивность дождя и на коэффициент стока, по зависимости (2.8) получим расчетный расход воды, притекающей к первому дождеприемнику по лотку.

Внутриквартальные дороги шириной 3,5 – 4,5 м используются и как пешеходные. Заполнение дороги водой на глубину 6 м при дождях частой повторяемости (ширина разлива 3 м) затрудняет пешеходное движение. При высоте заполнения лотка более 10 см вся проезжая часть покроется водой, и движение автотранспорта будет затруднено.

Пропускная способность лотка $Q_л$, выраженная через модуль расхода K по формуле

$$Q = \omega C_ш \sqrt{Ri_0} = K\sqrt{i_0}, \qquad (4.11)$$

при уклоне i_0 должна быть такой, чтобы заполнение внутриквартальных дорог водой на глубину 6 – 5 см происходило не чаще 3 раз в год.

В прил. 6 приведены модули расхода и скорости для лотков проезжей части улиц шириной b при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}017$. Время протока воды от наиболее отдаленного здания квартала до дождеприемника, расположенного в уличном лотке, необходимое для определения расчетной интенсивности дождя, будет равно $t_{конц} + t_л$. Ориентировочно можно принять $t_л = 1$ мин. При наличии дождевой сети и на территории квартала время $t_л$ не учитывается.

Время протока воды по трубопроводам дождевой сети $t_{тр}$ (мин) определяется как сумма времени протока по отдельным участкам при расчетных для каждого участка расходах:

$$t_{тр} = \sum \left(l_{тр}/60v_{тр}\right) = 0{,}017 \sum \left(l_{тр}/v_{тр}\right), \qquad (4.12)$$

где $l_{тр}$ – длина расчетных участков коллектора сети, м; $v_{тр}$ – средняя скорость потока при расчетном расходе на соответствующих участках коллектора, м/с.

Эти скорости могут быть приняты по графику на рис. 4.3, составленному на основании таблиц Н. Ф. Федорова, или определены по формулам (4.10) и (4.11) через модули скорости W и расхода K, приведенные в прил. 7. При наполнениях h круглой трубы диаметром D выше половины $(h/D \geq 0{,}5)$ среднюю скорость потока можно считать не зависящей от степени наполнения и равной скорости при полном наполнении при данном уклоне, т.е. модуль скорости можно принимать постоянным для данного диаметра по прил. 7. В таком случае зависимость модуля расхода от степени наполнения можно выразить в виде

при $0{,}5 \leq h/D \leq 0{,}8$ $\qquad K/K_п = 1{,}19(h/D - 0{,}08)$;

при $0{,}8 \leq h/D \leq 1{,}0$ $\qquad K/K_п = 0{,}714(h/D + 0{,}4)$. $\qquad (4.13)$

Здесь $K_п$ – модуль расхода при полном заполнении трубы (прил. 7).

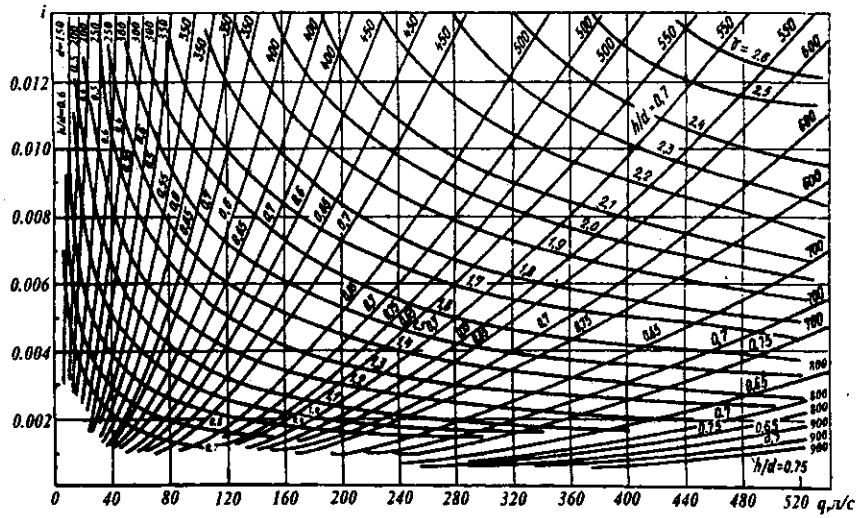


Рис. 4.3. Зависимость уклона канализационных труб i от расхода жидкости q при различных диаметрах d и скоростях течения υ при наполнениях труб h/D

Учитывая сказанное, продолжительность дождя $T_р$ (мин), по которой принимают его предельную интенсивность, можно представить в виде

$$T_р = t_{конц} + 0{,}021 l_л/v_л + 0{,}017 \sum \left(l_{тр}/v_{тр}\right). \qquad (4.14)$$

4.3. Свободная емкость коллекторов и ее заполнение

Производя расчет дождевых сетей водоотведения методом предельных интенсивностей, т.е., принимая в качестве расчетного максимальный расход, сформированный при одновременном стоке со всего бассейна от дождя со средней интенсивностью за время добегания воды от наиболее отдаленной точки площади F до рассматриваемого

сечения, будем иметь последовательное перемещение сечений с максимальным расходом по ходу движения воды.

Назначая размеры труб на пропуск максимального (расчетного) расхода при полном их заполнении, следует иметь в виду, что трубы на данном участке будут полностью заполнены только в момент T – возникновения расчетного расхода для данного участка, в остальной период времени они будут заполнены не полностью. Поскольку расчетная интенсивность для вышерасположенных участков коллектора больше, чем для нижерасположенных, следовательно, при возникновении на последних максимальных расчетных расходов на верхних участках расходы будут меньше максимальных расчетных для этих участков, и трубы будут заполнены не полностью. Таким образом, на вышерасположенных участках образуется незаполненная емкость коллектора, которую можно заполнить только создав некоторый подпор по длине коллектора от начального сечения до рассматриваемого (рис. 4.4). При заполнении всей емкости коллекторов расходы по длине коллектора будут переменными (увеличивающимися по мере нарастания площади водосбора), и пьезометрическая линия будет вогнутой кверху кривой.

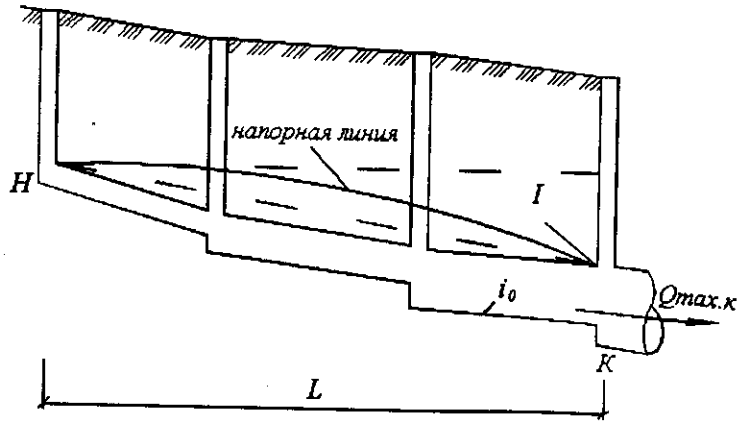


Рис. 4.4. Напорная схема работы коллектора при его заполнении

Максимальный расход в конечном (рассматриваемом) сечении $Q_{\max к}$ в момент времени $T_к$ будет соответствовать гидравлическому уклону I пьезометрической линии в этом сечении. Если пропускная

способность трубопровода, уложенного с уклоном i_0, при его заполнении соответствует расчетному расходу $Q_р$, то соотношение между этими расходами $Q_р/Q_{\max} = \sqrt{i_0/I} = \beta_е$ дает нам коэффициент уменьшения максимального расхода до расчетного за счет заполнения свободной емкости коллекторов. Величину этого коэффициента найдем из условия, что объем коллектора $W_{кол}$ позволяет вместить весь объем воды $W_{ост}$, поступившей в коллектор за время $T_к$ (рис. 4.5):

$$\beta_е = W_{ост}/W_{кол} = \left(W_{сум} - W_{выт}\right)/W_{кол}. \qquad (4.15)$$

Объем воды в коллекторе $W_{ост}$ находится из разности между объемом воды $W_{сум}$, выпавшей за время $T_к$ на площадь $F_к$, и объемом воды $W_{выт}$, вытекшей за это время через $к$-е расчетное сечение. Согласно методу предельной интенсивности за время добегания воды $T_к$ на площадь водосбора $F_к$, примыкающую к коллектору до $к$-го сечения, выпадет суммарное количество воды, равное

$$W_{сум} = q_{T_к} \cdot F_к \cdot T_к = A \cdot F_к \cdot T_к^{1-n} = Q_{\max} \cdot T_к. \qquad (4.16)$$

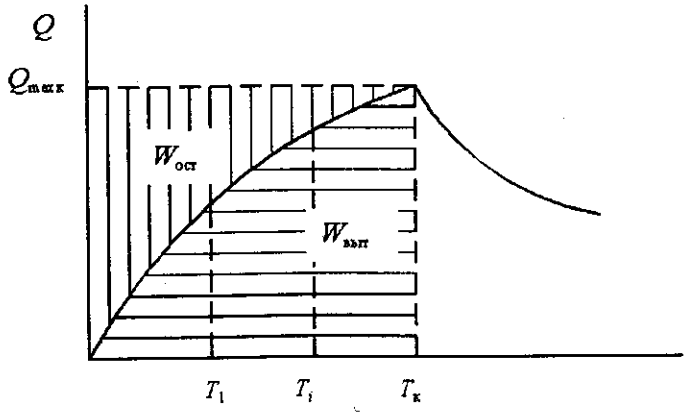


Рис. 4.5. Расчетная схема к определению свободной емкости коллектора

Объем коллекторов, рассчитанных на максимальный расход по предельным интенсивностям, будет

$$W_{\text{кол}} = \int_0^{T_к} Q_{\max} dT = Q_{\max к} \int_0^{T_к} (T/T_к)^{1-n} dT = Q_{\max к} T_к/(2-n). \qquad (4.17)$$

Чтобы подсчитать объем вытекшей воды $W_{\text{выт}}$, надо знать гидрограф стока или характер изменения интенсивности дождя в процессе его выпадения за время $T_к$. Если считать, что изменение интенсивности по времени и по площади бассейна стока происходит в соответствии с пятью типами хода выпадения дождей, рассмотренными в 2.7, и с той же вероятностью их повторения, то средневзвешенное значение коэффициента свободной емкости будет

$$\beta_e = 1 - 0{,}7n. \qquad (4.18)$$

Если же принять за гидрографы стока в любом рассматриваемом сечении за период времени $T_к$ графики нарастания относительного слоя осадков (см. рис. 2.17), то средневзвешенное значение коэффициента β_e для представленных на рис. 2.15 четырех типов хода выпадения дождей с учетом их процентного содержания в общем количестве дождей может быть выражено в виде

$$\beta_e = (1 - n/2)(0{,}53 + 0{,}007 p_в) = (1 - n/2)(1{,}23 - 0{,}7 e^{-1/p}), \qquad (4.19)$$

где $p_в$ и p – соответственно вероятность и период повторения дождей, связанные по закону Пуассона:

$p_в$, % ...	10	30	40	50	60	80	90
p, лет ...	9,5	2,8	2	1,4	1,1	0,62	0,43

За счет заполнения свободной емкости можно уменьшить сечение ω, т.е. расчетный диаметр d коллекторов:

$$\beta_e = \omega_р/\omega_{\max} = (d_р/d_{\max})^2, \qquad (4.20)$$

где $\omega_{\max}, d_{\max}$ – соответственно площадь сечения и диаметр коллектора, необходимые для пропуска максимального расхода $Q_{\max}$ без заполнения свободной емкости.

При этом предельная концентрация стока должна остаться без изменения. Это значит, что средние скорости потока на участке при пропуске расчетного расхода $Q_р$ через сечение $\omega_р$, полученного с учетом заполнения свободной емкости, и максимального расхода $Q_{\max}$ через сечение $\omega_{\max}$ (без заполнения свободной емкости) должны быть одинаковы, т.е. уклоны трубопроводов, проложенных без учета свободной емкости (i_1 с $d_{\max}$) и с учетом ее (i_0 с $d_р$), связаны соотношением

$$i_0/i_1 = (d_{\max}/d_р)^{1.28}. \qquad (4.21)$$

В таком случае трубопроводы диаметром $d_р$, уложенные с уклоном i_0, обеспечат пропуск расчетного расхода $Q_р$, равного

$$Q_р = \beta_e \cdot Q_{\max}. \qquad (4.22)$$

При этом при пропуске максимального расхода $Q_{\max}$ в расчетном сечении трубопровода будем иметь максимальный пьезометрический уклон $I_{\max}$, равный

$$I_{\max} = i_0/\beta_e^2. \qquad (4.23)$$

Если трубопроводы укладываются с минимальными уклонами, то при

$$i_{\min} = 0{,}0355 Q^{-0.472} = 1/D, \qquad (4.24)$$

где Q – в л/с, а D – в мм, соответствующие им диаметры трубопроводов будут больше расчетных $d_р$ в $\beta_e^{-0.03}$ раз ($i_{\min}/i_0 = \beta_e^{0.17}$), что создает некоторый запас для пропуска максимального расчетного расхода.

Для дождя с типовым гидрографом стока, выраженным уравнением (2.87) и представленным на рис. 2.20, коэффициент свободной емкости соответствует зависимости

$$\beta_e = 1 - 0{,}5n. \qquad (4.25)$$

При нахождении вышеприведенных коэффициентов β_e принимается, что диаметры труб возрастают непрерывно в соответствии с изменением расхода. Фактически же диаметр трубы принимается постоянным по длине расчетного участка и определяется на пропуск расхода, образующегося в конце участка. В таком случае с учетом цикличного изменения диаметров d по длине сети коэффициент β_e можно представить в виде

$$\beta_e = 3(2-n)m^{2-n} \Big/ \left(2m^{2-n} + 4(2-n)\sum_{1}^{m} i^{1-n}\right), \qquad (4.26)$$

где m – число расчетных участков на данном коллекторе; i – порядковый номер участка.

При числе участков на дождевом коллекторе более 10 значение β_e можно определять по формуле (4.25). При числе участков 4 – 10 значение β_e допускается уменьшать (с некоторым запасом) на 10 %, а при их числе менее 4 – на 15 %.

4.4. Расчет дождевых сетей водоотведения

Размеры сечений лотков, каналов и труб, служащих для отведения дождевых стоков, определяются по расчетному расходу, величина которого зависит от переменной величины интенсивности q (л/(с·га)), величины коэффициента стока ψ и площади стока F (га). Согласно методу предельных интенсивностей расход дождевых вод в рассматриваемом сечении будет максимальным, когда продолжительность расчетного дождя равна времени протока сточных вод от наиболее удаленной точки площади стока до рассчитываемого сечения T (мин).

При этом обеспечивается поступление воды со всей площади. Таким образом, расчетный расход с учетом заполнения свободной емкости сети следует определять по следующей формуле:

при постоянном значении коэффициента стока

$$Q_p = \eta\psi_{cp}\beta_e q_r F = \eta\psi F\, A/T^n = \eta\psi_{cp}\beta_e F 20^n q_{20}(1+\lg p\ \lg m_r)^\gamma / T^n; \qquad (4.27)$$

при переменном значении коэффициента стока с учетом (2.44)

$$Q_p = \eta\beta_e z_{cp} F A^{1,2} / T^{1,2n-0,1} = \\ = \eta z_{cp}\beta_e F 20^{1,2n} q_{20}^{1,2}(1+\lg p\ \lg m_r)^{1,2\gamma} / T^{1,2n-0,1}. \qquad (4.28)$$

Поскольку коэффициент емкости согласно (4.19) зависит от периода однократного превышения p, объединим два множителя, зависящие от p.

В таком случае формулы (4.27) и (4.28) запишем в виде

$$Q_p = \eta\psi_{cp}(1-n\ 2)\Phi_1(p)F 20^n q_{20}/T^n \qquad (4.27a)$$

и

$$Q_p = \eta z_{cp}(1-n\ 2)\Phi_2(p)F 20^{1,2n} q_{20}^{1,2}/T^{1,2n-0,1}, \qquad (4.28a)$$

где

$$\Phi_1(p) = \left(1{,}23 - 0{,}7e^{-1\ p}\right)(1+\lg p/\lg m_r)^\gamma \qquad (4.29)$$

и

$$\Phi_2(p) = \left(1{,}23 - 0{,}7e^{-1\ p}\right)(1+\lg p/\lg m_r)^{1,2\gamma}. \qquad (4.30)$$

В табл. 4.2 и 4.3 даны численные значения функций Φ_1 и Φ_2.

Свободную емкость сети на вышерасположенных участках можно использовать только в условиях плоского и однообразного рельефа. Задача учета свободной емкости при неравномерном уклоне местности несколько усложняется. Величину коэффициента β_e можно вычислять по формулам (4.18) и (4.19) при уклоне местности менее 0,01, а при уклонах 0,01 – 0,03 – увеличивать на 10 – 15%. При уклонах же свыше 0,03 величину β_e следует принимать равной 1,0.

Таблица 4.2

Значения функций $\Phi_1(p)$, вычисленные по (4.29), при $p = 1$ год $\Phi_1 = 0{,}972$

Показатель степени	Период однократного превышения p, лет									
	0,2	1/3	0,5	2	10	0,2	1/3	0,5	2	10
	$m_r = 150$					$m_r = 50$				
2	0,57	0,73	0,84	1,05	1,27	0,43	0,62	0,77	1,12	1,5
1,5	0,69	0,82	0,91	0,98	1,05	0,55	0,73	0,85	1,04	1,19
4/3	0,74	0,86	0,93	0,98	0,99	0,62	0,78	0,87	1,01	1,11

Таблица 4.3

Значения функций $\Phi_2(p)$, вычисленные по (4.30), при $p = 1$ год $\Phi_2 = 0{,}972$

Показатель степени	Период однократного превышения p, лет									
	0,2	1/3	0,5	2	10	0,2	1/3	0,5	2	10
	$m_r = 150$					$m_r = 50$				
2	0,48	0,66	0,79	1,1	1,48	0,35	0,54	0,71	1,2	1,8
1,5	0,61	0,77	0,87	1,01	1,18	0,47	0,66	0,8	1,09	1,37
4/3	0,67	0,81	0,89	0,99	1,1	0,54	0,71	0,83	1,05	1,26

Задача проектирования дождевых сетей обычно формулируется так: требуется найти такие диаметры труб и отметки лотков коллекторов, при которых сеть водоотведения обеспечивает пропуск расчетных расходов при допустимых скоростях течения жидкости, а стоимость сети минимальна. Строительная стоимость слагается из следующих основных затрат: на производство земляных работ, зависящих от глубины заложения коллектора, протяженности сети и гидрогеологических условий; на строительство колодцев, дюкеров, эстакад, насосных станций и т.д. При определении стоимости строительства по различным вариантам трассировки обычно ограничиваются укрупненными сметными нормами. Для ориентировочных расчетов стоимости строительства 1 м коллектора (р.), при сравнении вариантов отвода поверхностного стока можно применять зависимость

$$C_c = a_1 d^{\alpha} + a_2 h - a_0, \tag{4.31}$$

а годовые эксплуатационные расходы на 1 пог. м (р./год) коллектора

$$Э_y = b_1/d + b_2 + p_a b_3, \tag{4.32}$$

где d – диаметр, м; h – глубина заложения лотка трубы, м; α, a_i и b_i – эмпирические параметры; p_a – отчисления на текущий ремонт и амортизацию коллектора ($\approx 0{,}08$).

На основании анализа укрупненных сметных норм (в ценах 1984 г.) можно принять: $b_1 = 26$ р./м; $b_2 = 16$ р./м; $\alpha = 1{,}33$; $a_0 = 10{,}72$; $a_1 = 40{,}65$; $a_2 = 6{,}21$ (для железобетонных раструбных труб).

Для заданных условий намечают начертание сети, принимают отметки земли, минимальные и максимальные глубины заложения в узлах, а также исходные данные для нахождения расчетных расходов.

Гидравлический расчет дождевых сетей – трудоемкий процесс, ибо величина расчетного расхода (по которому выбирают диаметр и уклон сети) связана с продолжительностью протока воды по сетям, а следовательно, зависит и от уклона. Поэтому расчет производят методом последовательного приближения. Расчет начинают, как правило, с наиболее длинного коллектора бассейна, проверяя его в необходимых случаях (при неравномерном нарастании площадей) на расчетный расход, получаемый с части площади бассейна коллектора.

Сначала следует установить среднее значение $t_{конц}$ и $t_л$ для отдельных бассейнов стока или всей сети в целом. Затем, задавшись скоростью протока на первом участке коллектора, вычисляем время протока по нему воды и по (4.14) – продолжительность, а по (4.27) и (4.28) – расчетный расход на участке при принятой площади стока. По таблицам [2] или графику на рис. 4.6 находим диаметр труб при условии, что скорости течения дождевых вод в них не менее минимальных. Если предварительно принятые скорости отличаются от вычисленных, следует повторить весь расчет при вычисленных скоростях и скорректировать расчетный расход и выбранный диаметр трубы.

Далее таким же способом рассчитываем последующие участки: задаемся скоростью течения, находим время протока по участку, сумми-

руем его со временем протока на предыдущих участках (от начала коллектора), по суммарному времени находим расчетный расход и диаметр трубопровода, а затем корректируем их до тех пор, пока скорости воды не станут мало отличаться от принятых при определении времени протока по участку. Если расходы на последующем участке окажутся меньше, чем на предыдущем, то они принимаются одинаковыми. Обычно при подборе диаметров труб использовать их пропускную способность не удается, поэтому допускается расхождение до +10 % между пропускной способностью труб и расчетным расходом.

Расчетный расход, определенный методом предельной интенсивности, является максимальным для данного бассейна при любом характере изменения интенсивности в процессе выпадения дождя, но при условии равномерного нарастания площадей стока в бассейне.

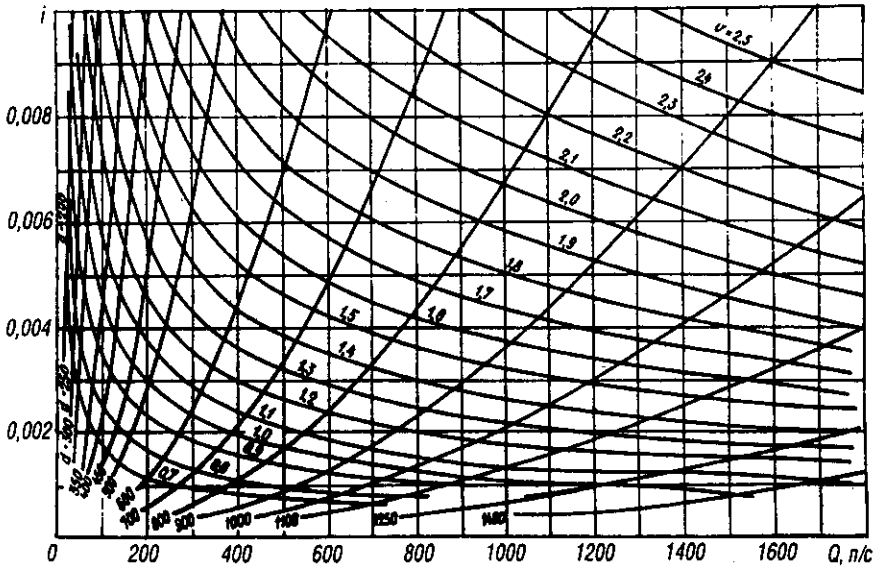


Рис. 4.6. Зависимость уклона канализационных труб от расхода жидкости при различных диаметрах и скоростях течения при полном заполнении труб

В практике могут встретиться случаи, когда определенный таким образом расход оказывается заниженным и не может быть принят за расчетный. Тогда максимальный расход получается при стоке не со всей обслуживаемой площади, а лишь с некоторой ее части, равной времени

добегания на этой части площади. Такое положение возникает в следующих случаях: при резкой неравномерности распределения стока по длине водостока; при значительной разности в коэффициентах стока, например, в верховой и низовой частях бассейна; при резком различии уклонов поверхности земли по трассе длинного водостока и при стоке с двух самостоятельных несмежных бассейнов. Анализ показал, что условия образования максимального расхода с части площади бассейна создаются лишь при резко выраженных неравномерностях стока, а также при совпадении двух или трех из указанных случаев, когда разница в расходах воды со всего бассейна и с части площади не превышает 10 %. Следовательно, в таких случаях надо проверять расчеты и за расчетный принимать максимальный расход. Это касается в основном бассейнов с длинными водостоками, время протока по которым более 30 мин, что значительно превышает время поверхностной концентрации.

В случаях слияния двух потоков, когда один коллектор отводит дождевые воды с двух самостоятельных бассейнов, отстоящих один от другого, расчетным считается наибольший расход, полученный в результате наложения двух гидрографов стока с этих бассейнов.

4.5. Минимальные скорости потока в дождевых сетях

Ил, песок и органические вещества смываются с поверхности водосбора, поступают в трубопроводы и переносятся по ним. Если в ливневых водах в районах застройки количество взвешенных наносов по массе редко превышает 1%, то в сельской местности оно может возрастать до 5%, когда эрозия почвы приобретает большие масштабы. Мельчайшие частицы (диаметром менее 0,04 мм) обычно полностью перемешиваются с водой, и создается практически однородная смесь со средней плотностью, равной $1+C(S-1)$, где C – содержание взвешенных частиц в долях объема; S – относительная плотность наносов.

При наличии в воде более крупных частиц появляется тенденция к их осаждению, а смесь становится гетерогенной. Вследствие затрат энергии на поддержание частиц во взвешенном состоянии уклоны трения оказываются больше, чем в чистой воде, а пропускная способность при этом уменьшается. Главной причиной переноса твердых частиц из нижележащих слоев в верхние и транспортирования их потоком во

взвешенном состоянии являются поперечные пульсационные скорости в турбулентном потоке. Крупные частицы, особенно при малых скоростях, будут осаждаться, катиться, скользить или скачкообразно передвигаться (сальтировать) по дну, а не пребывать во взвешенном состоянии.

Уклон трения для гетерогенных потоков существенно увеличивается и для заполненных труб составляет

$$i_{см}/i_{в} = 1 + 81C\left[gD(S-1)/\left(v^2 \cdot C_{л}^{0,5}\right)\right]^{1,5}, \qquad (4.33)$$

где $i_{см}$ – уклон трения для смеси; $i_{в}$ – уклон трения для воды при той же скорости v; C – содержание наносов в трубе диаметром D в виде доли от общего объема; $C_{л}$ – коэффициент эффективного лобового сопротивления взвешенных частиц.

Транспортирующую способность потока $\rho_{т}$ (кг/м^3) можно оценить по эмпирической формуле

$$\rho_{т} = 0{,}029\left(v/w_0\right)^{2,25} \cdot \sqrt{i_0}, \qquad (4.34)$$

где w_0 – гидравлическая крупность частиц.

Обычно при расчете сетей водоотведения, чтобы избежать заиления трубопроводов, скорости потока ограничивают минимальными скоростями. *Минимальной (незаиляющей) скоростью* обычно считают такую скорость потока, при которой максимальная вертикальная составляющая пульсации в потоке у дна будет больше гидравлической крупности расчетной частицы, т.е. частица гидравлической крупностью w_0 еще будет взвешиваться в потоке и транспортироваться им. В таком случае для определения минимальной скорости может быть использована зависимость

$$v_{min} = 1{,}05 w_0 \lambda^{-2/3}, \qquad (4.35)$$

где λ – коэффициент гидравлического трения, входящий в формулу Дарси.

Как показывают опыты, выполненные Шилдсом в горизонтальном лотке, предельное напряжение на дне, при котором начинается движение несвязных частиц, описывается зависимостью вида

$$\tau/[\rho g(S-1)d_{ч}] = F(\mathrm{Re}_{ч}), \qquad (4.36)$$

где ρ – плотность воды; $d_{ч}$ – размер частицы; $\mathrm{Re}_{ч} = u_* d_{ч}/\nu$ – число Рейнольдса частицы; $u_* = \sqrt{\tau/\rho}$ – динамическая скорость.

Для крупных частиц $F = 0{,}06$ и возрастает для более мелких частиц (рис. 4.7). Используя уравнение трения Дарси, получаем для потока в полностью заполненной трубе

$$v_{min} = \sqrt{8gd_{ч}(S-1)F/\lambda}. \qquad (4.37)$$

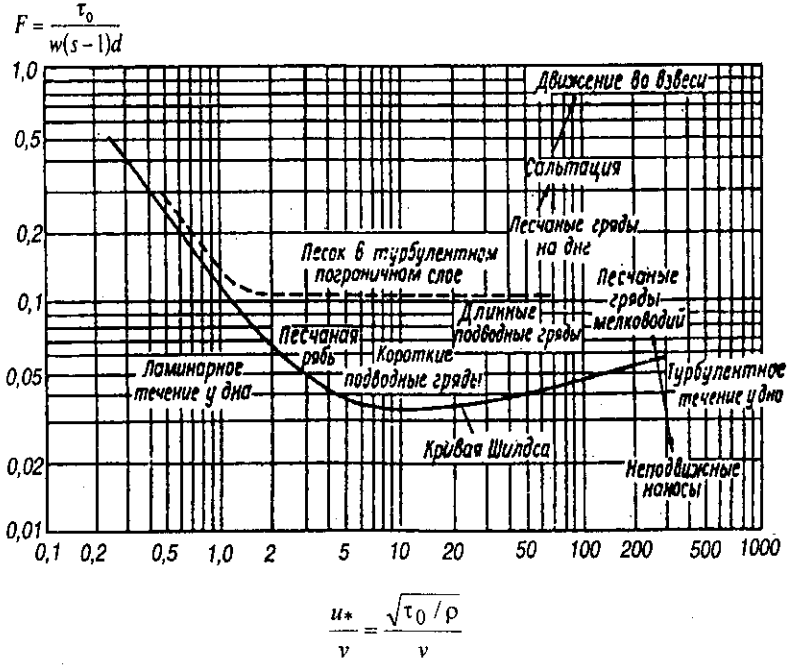


Рис. 4.7. Диаграмма для оценки характера движения несвязных частиц в потоке

В качестве минимальной скорости в коллекторах дождевой сети целесообразно принимать скорость, соответствующую перемещению частиц песка диаметром 1 мм $(S = 2{,}6)$ в виде песчаных гряд по дну $(F = 0{,}2)$ и движению частиц песка диаметром $d_{ч} = 0{,}25$ мм во взвешен-

ном. состоянии $(F = 0{,}8)$. В табл. 4.4 приведены полученные по (4.37) минимальные скорости и соответствующие им уклоны и расходы.

Таблица 4.4

Минимальные скорости, уклоны и соответствующие им расходы по формуле (4.37)

D, мм	v_{min}, м/с	$10^3 i_{min}$	Q, л/с	D, мм	v_{min}, м/с	$10^3 i_{min}$	Q, л/с
200	0,77	6,37	24	800	0,96	1,58	480
300	0,83	4,29	59	900	0,98	1,41	620
400	0,87	3,22	110	1000	0,99	1,25	780
500	0,9	2,57	180	1200	1,02	1,06	1150
600	0,92	2,11	260	1400	1,04	0,91	1600
700	0,94	1,81	360	1600	1,06	0,80	2130

Приведенные в табл. 4.4 результаты мало отличаются от полученных по формуле (4.35) при $w_0 = 9{,}1$ см/с (для песка крупностью 1 мм) (табл. 4.5).

Таблица 4.5

Минимальные скорости, уклоны и соответствующие им расходы по формуле (4.35) для асбестоцементных труб ($D \le 600$ мм) и железобетонных труб ($D > 600$ мм)

D, мм	v_{min}, м/с	$10^3 i_{min}$	Q, л/с	D, мм	v_{min}, м/с	$10^3 i_{min}$	Q, л/с
200	0,98	7,3	30,8	700	1,03	2,2	396
300	1,06	5,1	75	800	1,06	1,9	533
400	1,12	3,9	141	900	1,09	1,73	692
500	1,17	3,2	230	1000	1,11	1,57	870
600	1,2	2,7	340	1200	1,15	1,33	1300
				1600	1,2	1,02	2410

4.6. Применение ЭВМ для расчета дождевых сетей водоотведения

Обычно применение ЭВМ при проектировании сводится к расчету дождевых сетей, т.е. по заданным климатическим параметрам и плановой трассировке сети производится гидравлический расчет и строится продольный профиль дождевых коллекторов. Для этого для каждого расчетного участка требуется вычислить расход дождевых вод, подобрать диаметр трубы, определить скорость течения воды, уклон трубы, отметки шелыги, лотка и глубины заложения лотка. При этом приведенная стоимость сети должна быть минимально возможной. При расчете вводятся ограничения:

1. Диаметры труб должны соответствовать установленному сортаменту.

2. Расчетный расход и диаметры труб на участке должны быть не меньше расхода и диаметра на любом из притоков к нему.

3. Расчетная средняя скорость течения воды должна быть не меньше минимальной для выбранного диаметра и не больше максимальной для труб из данного материала.

4. Лоток присоединяемой трубы должен располагаться не ниже лотка отводящей трубы.

5. Глубина заложения труб должна быть не меньше установленной по условиям промерзания или механической прочности, или по другим условиям.

При расчете дождевой сети используется ряд алгоритмов, отличающихся общим принципом построения. Формально сеть состоит из участков, соединенных в узлах (рис. 4.8).

Сеть является, как правило, разветвленной. Число узлов N – на единицу больше числа участков IT. Колодцу сети в натуре непременно отвечает узел на плане сети. Для каждого участка известны: узел, расположенный выше по течению, и конец участка. Коллектору в натуре, как правило, отвечает участок сети. Каждому узлу сети присваивается порядковый номер. Причем самый нижний узел нумеруется последним. Нумерация узлов производится с единицы, без пропусков. Каждому участку присваивается наименование, состоящее из двух чисел – номеров узлов начала и конца участка, или из номера узла, стоящего в начале участка.

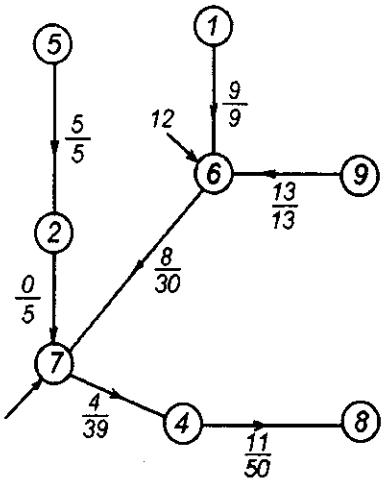


Рис. 4.8. Пример суммирования путевых расходов проходками: в числителе – путевые расходы, в знаменателе – накопление

Важнейшими геометрическими параметрами сети являются длины участков. Они обычно представляются в виде массива чисел в порядке номеров участка. То же самое относится и к отметкам поверхности земли в узлах. Эти отметки сводятся в массив чисел, где они размещаются в строгой последовательности в соответствии с нумерацией узлов.

При расчете сети пользуются *методом проходки*, т.е. обработка информации производится по цепочке участков, соединяющих верхний узел с нижним. Поскольку величина расчетного расхода зависит от продолжительности протока T и площади F, то при различном характере нарастания этих величин по длине сети для расчетного расхода следует подсчитывать ряд расходов, отвечающих различным значениям T_i и соответствующим им F_i. Наибольший из полученных результатов принимается за расчетный. Это значит, что выбор расчетного участкового расхода сводится к перебору ряда вариантов. Число вариантов для одного участка не превышает числа вышерасположенных узлов. Любой вариант отличается от других номеров узла, основным временем добегания воды от него к концу рассматриваемого участка и суммой площадей, тяготеющих к множеству участков от начальных узлов, до которых вода добегает за время, не превышающее основного времени. Из подсчитанных для каждого варианта расходов принимается наибольший. При перемещении от верхнего узла к нижнему происходит накопление сосредоточенных узловых расходов, которые суммируются с участковыми расходами стока.

Определение времени протока воды по трубе требует знания скорости, которая в начале расчета неизвестна и при заданных расходах зависит от уклонов и диаметров труб. Это приводит к двойному счету: сначала скорости назначаются (например, 1 м/с), а затем, после определения скорости расходов, диаметров и уклонов, расчет повторяется с уточненными значениями скоростей.

Исследования показывают, что при горизонтальном и слабонаклоненном рельефе местности коллектор выгодно укладывать с минимально возможным уклоном i_{min}, при котором обеспечивается незаиливающая скорость v_{min}. При этих условиях для каждого диаметра трубы можно найти расход, пропускаемый с незаиливающей скоростью v_{min}. Получаемая триада чисел D,Q и i_{min} образует для некоторого сортамента труб предельную зависимость

$$i_{min} = k_* / Q^{0,41} = 0,81 / D^{8,9}, \qquad (4.38)$$

где Q – расход, л/с; $k_* = 0,025$ – для железобетонных труб и $k_* = 0,0297$ – для асбестоцементных труб.

На местности с уклонами по течению, превышающими минимальные, уклон коллектора обычно определяется уклонами местности. В таких случаях диаметр трубы допускается принимать меньше диаметра, полученного из предельной зависимости (4.38), но он должен быть не меньше диаметра на участке выше по течению.

Для ориентировочных значений скорости подсчитываются расчетные расходы стока и по ним по таблице предельной зависимости назначаются диаметры труб и строится профиль. После построения исходного варианта диаметры труб варьируют так, чтобы уменьшить строительную стоимость. При этом на каждом последующем этапе подсчитываются дождевые расходы и строится профиль. Исходя из этих условий составляются сводный алгоритм (алгоритм сноски узловых расходов, подсчета участкового расхода, построения профиля, корректировки диаметров, подсчета наполнений труб и скоростей течения воды) и затем программа расчета на компьютере.

4.7. Оптимизация начертания сети водоотведения

Канализационные коллекторы в городах укладываются почти по всем улицам, так что создается видимость кольцевой сети, хотя сеть является разветвленной из-за расщепления в узлах (рис. 4.9). Стоимость сети зависит от варианта расщепления. Для сети, показанной на рис. 4.9, эта стоимость при замене узла расщепления *3* на узел *4* уменьшилась с 914909 до 847075 р.; изменилась и отметка воды в нижнем узле – с 44,16 на 45,52 м. Принимая некоторую (объемлющую) кольцевую сеть за исходную, путем расщепления узла можно варьировать начертание разветвленной сети и получить вариант с наименьшей стоимостью. Вместо расщепления узла можно изменять направление движения воды на каком-то участке, ибо при этом всегда обнаруживается один узел, в котором произошло разветвление потоков на два. Одно направление – новое, по этому участку, а второе – прежнее, но по другому участку. Но так как разветвление потоков в канализационной сети недопустимо, то необходимо добавить новый узел в начале того участка, на котором направление движения жидкости изменено. Варьирование начертания начинается с исходного (принятого) варианта направлений, который указывается на плане объемлющей сети. Исходный вариант может быть произвольным, но на нем недопустимы циркуляции, т.е. движения по замкнутому контуру, например, по контурам 2 – 3; 3 – 6; 6 – 5; 5 – 2; 2 – 3 и т.д. (см. рис. 4.9). Итак, варьирование сводится к изменению направления на каких-то участках. Их перечень приводится перед счетом, и они нумеруются первыми. Участки, на которых направление движения воды будет изменяться, не могут примыкать к нижнему узлу сети.

Чтобы уменьшить количество насосных станций на сети, иногда выгодно не минимизировать стоимость новой сети, а максимизировать отметку воды в ее нижнем узле при условии, что эта отметка получится достаточно высокой для приема воды без перекачки ниже расположенным коллектором. Это значит, что оптимизацию начертания можно производить по критериям стоимости и отметки воды в нижнем узле сети.

Объемлющая кольцевая и разветвленная сети имеют одинаковое число участков t, но число узлов n в них различное:

для разветвленной сети

$$n = t + 1, \tag{4.39}$$

для кольцевой сети

$$n = t + 1 - m, \tag{4.40}$$

где m – число колец.

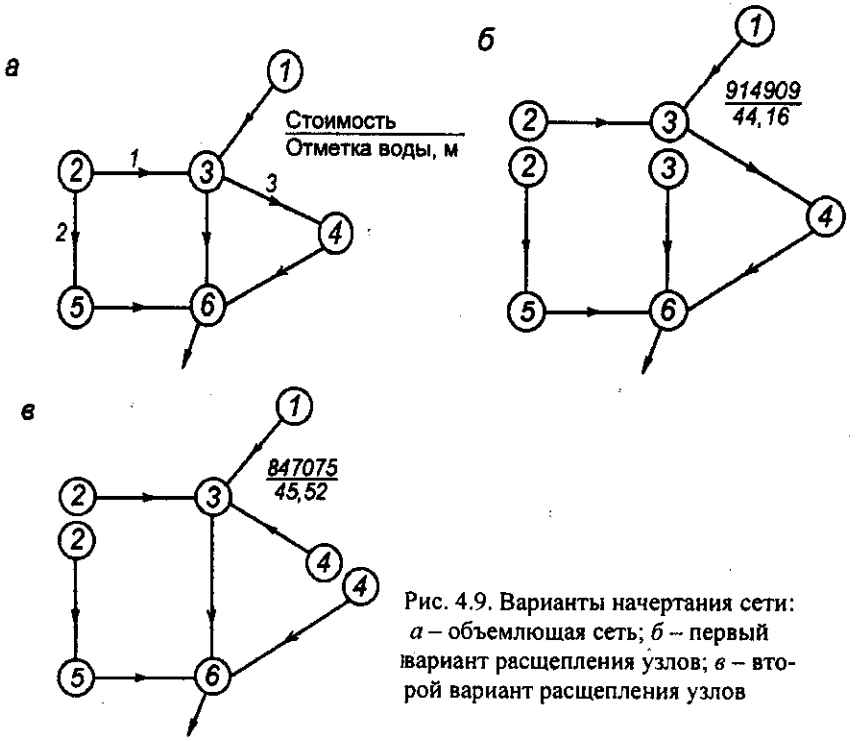


Рис. 4.9. Варианты начертания сети: *а* – объемлющая сеть; *б* – первый вариант расщепления узлов; *в* – второй вариант расщепления узлов

Дело в том, что после расщепления кольца у сети получается дополнительный узел. Чтобы сократить машинное время, расчет сети на каждом этапе варьирования производится упрощенно: диаметры сети не варьируются. Это не вносит существенных погрешностей в оптими-

зацию, так как во многих случаях при детальном расчете в основном сохраняются диаметры, назначенные по предельной зависимости. Стоимость сети подсчитывается по формуле для железобетонных раструбных труб, прокладываемых в мокрых грунтах:

$$C_y = 40{,}65D^{1{,}33} + 6{,}21h_{ср} - 10{,}72. \qquad (4.41)$$

Уклон подсчитывается по (4.3), коэффициент гидравлического трения λ – по (4.5), незаиливающая скорость – по (4.35). Профиль строится по шелыгам труб.

4.8. Расчет дождевой сети, работающей под напором

Известно, что с увеличением уклона сети ее пропускная способность значительно возрастает, а сечение трубопровода при этом уменьшается. Однако это ведет к увеличению заглубления сети. Увеличить пропускную способность трубопровода можно за счет использования напорного режима работы коллекторов дождевой сети (рис. 4.10), что особенно выгодно при малых уклонах местности [23].

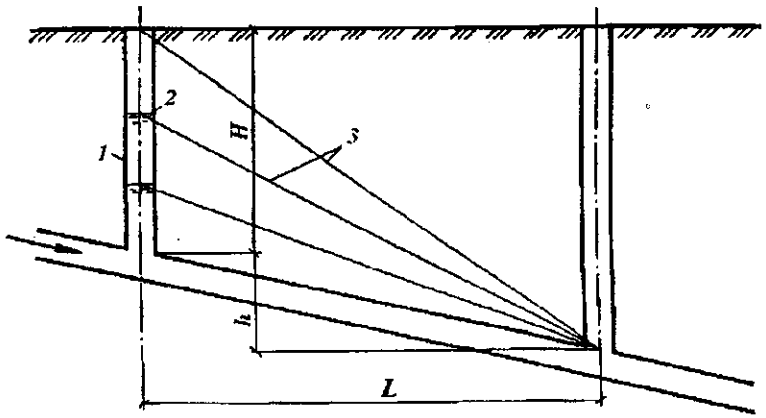


Рис. 4.10. Схема участка дождевой сети, работающего под напором:
1 – смотровой колодец; *2* – уровень воды; *3* – пьезометрические линии

Известно, что при полном заполнении расходы, пропускаемые

трубой, пропорциональны квадратному корню из уклонов, что может быть выражено формулой

$$Q_н / Q_с = \sqrt{I_н / I_{тр} + 1}, \qquad (4.42)$$

где $Q_н$, $Q_с$ – максимальная пропускная способность при напорном и безнапорном режимах; $I_{тр}$ – уклон дна трубы (коллектора); $I_н$ – добавочный напорный уклон, равный H/l (H – глубина заложения шелыги трубы в верховье; l – длина коллектора).

Из формулы (4.42) видно, что наибольшее увеличение пропускной способности при напорном режиме имеет место у коротких коллекторов, уложенных с большим начальным заглублением и малыми уклонами дна трубы. Наибольшее распространение при учете напорного режима движения получил метод Н. Н. Белова, при котором сеть рассчитывают, как и при самотечном режиме, но с введением поправочного коэффициента $k_н$, получившего название коэффициента напорности, влияющего на снижение величины расчетного расхода, по которому определяется диаметр трубы. В этом случае удельные расходы будут

$$q_{уд} = q \cdot k_н, \qquad (4.43)$$

где q – интенсивность дождя, определяемая вышеприведенными методами (гл. 2).

Исходя из предположения, что в начальный момент труба заполнена полностью и пьезометрический уклон в течение расчетного времени равномерно возрастает от уклона трубы до максимального своего значения, Н. Н. Белов получил следующую формулу для коэффициента напорности:

$$k_н = \left[\left((a+1)^{3/2} - 1\right)\ 1{,}5a\right]^n / \sqrt{a+1}, \qquad (4.44)$$

где $a = I_н / I_{тр} = H/h$; n – показатель степени в формуле $\left(q = \frac{A}{t^n}\right)$, характеризующий интенсивность дождя в зависимости от его

продолжительности; h – понижение отметки лотка дна трубопровода $\left(h = I_{тр} \cdot l\right)$.

В. И. Калицун время протока при напорном режиме определяет при максимальном уклоне и для коэффициента напорности предлагает формулу

$$k_{н} = \left(1 + a\right)^{0,5n-0,5}. \qquad (4.44а)$$

Значения коэффициента напорности при разных значениях a и n приведены на рис. 4.11.

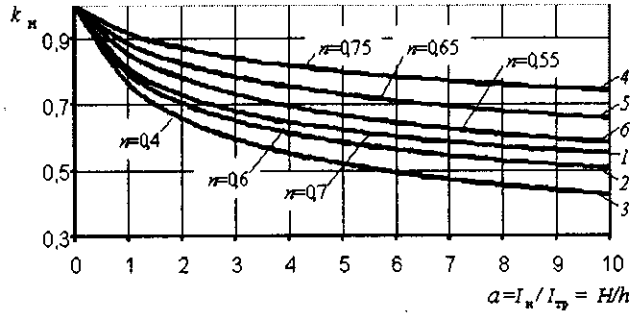


Рис. 4.11. График коэффициента напорности: кривые *1*, *2* и *3* выражены по формуле (4.44а) соответственно при n = 0,7; 0,6 и 0,4; кривые *4*, *5* и *6* при n = 0,75; 0,65; 0,55 выражены по формуле (4.44)

4.9. Особенности расчета сетей полураздельной системы водоотведения

Смесь различных категорий сточных вод в общесплавной системе водоотведения более опасна для водных объектов, чем один поверхностный сток, отводимый по дождевой сети раздельной системы. Вследствие высокой эффективности очистки и санитарной надежности все большее распространение получает полураздельная система, которая рассматривается как одна из основных мер по защите водоемов от загрязнения городским поверхностным стоком. Трассирование сетей до перехватывающих коллекторов и их расчет при полураздельной системе следует производить, как и при раздельной системе.

В расчетах полураздельной системы расход дождевых вод,

поступающих в общесплавной коллектор, принимается равным расходу стока предельного по интенсивности дождя, при котором сброс дождевых вод через разделительные камеры еще не производится. Считается, что граница перехода от резкого возрастания концентрации примесей в первой фазе стока к более плавному падению этих значений соответствует интенсивности 20-минутного дождя 10–12 л/(с·га). Эту интенсивность рекомендуется принимать как "предельную", так как преобладание малых стокообразующих дождей позволяет при этом направлять на очистку до 70 % годового объема поверхностных сточных вод. Данная интенсивность соответствует повторяемости дождей 10–20 раз в году. При превышении предельного расхода $Q_{пр}$ происходит сброс дождевых вод в ближайший водоем. При оценке загрязнения водоемов объемы сброса дождевого стока в них через разделительные камеры не должны превосходить допускаемых годовых нагрузок по загрязнениям на водоем, которые устанавливаются в зависимости от самоочищающей способности водоема. Остальная часть годового объема дождевого стока должна направляться на очистку. Так что для оценки производительности очистных сооружений и санитарного состояния водоемов нужно знать средний годовой объем сброса части дождевого стока в водоем через разделительные камеры (или ливнеспуски) при заданной вероятности "предельного" расхода, отводимого на очистные сооружения.

Для санитарной оценки работы полураздельной (или общесплавной) системы водоотведения важны такие показатели, как частота сброса в водоем в течение года $S_{пр}$, средняя годовая продолжительность $T_{сбр}$ и средние годовые объемы сброса $W_{сбр}$ в водоем. Если принять зависимость интенсивностей дождей q_p, через которые выражаются расчетные расходы в коллекторах, от суточного слоя осадков H_p с соответствующим периодом превышения p по формуле (2.32), а суточный слой осадков – по формуле (2.39), то все расходы от дождей с суточными осадками $H_p < H_{пр}$, повторяющихся чаще "предельного" дождя (с $S > S_{пр}$), будут отводиться на очистные сооружения без сброса и составят объем $W_{оч.2}$. А сброс через разделительные камеры будет происходить только от дождей с суточными осадками $H_p > H_{пр}$,

повторяющихся реже "предельного" дождя (рис. 4.12). Суточный слой осадков $H_{пр}$ с заданным периодом однократного превышения $p_{пр}$ выражается согласно (2.39):

$$H_{пр} = h_д\left(\lg m_г / S_{пр}\right)^{1/\beta}. \qquad (4.45)$$

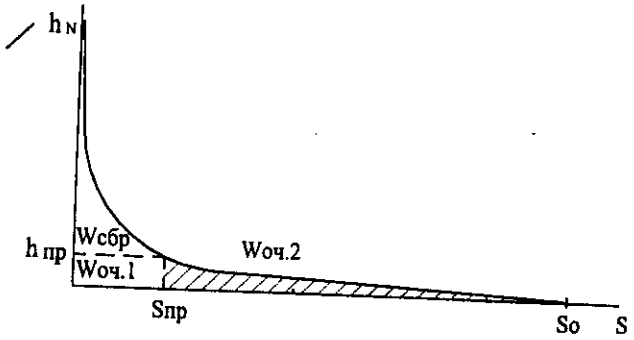


Рис. 4.12. Принципиальная схема зависимости слоя дождевого стока от количества раз его повторения в году и составляющие стока $W_г = W_{оч} + W_{сбр}$, направляемого на очистные сооружения и на сброс в водоемы

Если же задается норма интенсивности "предельного дождя" продолжительностью 20 мин $q_{20.пр}$, то соответствующий этой норме слой суточных осадков будет

$$H_{пр} = q_{20.пр} / \overline{q}_{20}, \qquad (4.46)$$

где $\overline{q}_{20}$ – относительная интенсивность дождя продолжительностью 20 мин при $p < 0{,}7$ года (прил. 4).

На очистные сооружения должен поступать наиболее загрязненный сток $W_{оч.2}$ от всех дождей с суточными осадками $H_p \le H_{пр}$ и некоторая часть $W_{оч.1}$ (см. рис. 4.12) стока от дождей с частотой повторения $S < S_{пр}$, т.е.

$$W_{оч} = W_{оч.1} + W_{оч.2} = W_г - W_{сбр}. \qquad (4.47)$$

Среднегодовой слой стока и осадков от дождей с периодом превышения $p > p_{пр}$ или повторяющихся в среднем $S < S_{пр}$ раз в году находятся через интегралы:

$$h_1 = \int_0^{S_{пр}} h\,ds = h_д S_{пр} \Phi\left(m_г / S_{пр}, H_0\ \ h_д\right) \qquad (4.48)$$

и

$$H_1 = \int_0^{S_{пр}} H_p\,ds = h_д S_{пр} \Phi\left(m_г / S_{пр}, H_0\ \ h_д = 0\right). \qquad (4.49)$$

Отношение $h_1 / H_1 = \psi_1$ – коэффициент стока от дождей, дающих сброс. На рис. 4.13 приведены значения Ф, вычисленные на ЭВМ.

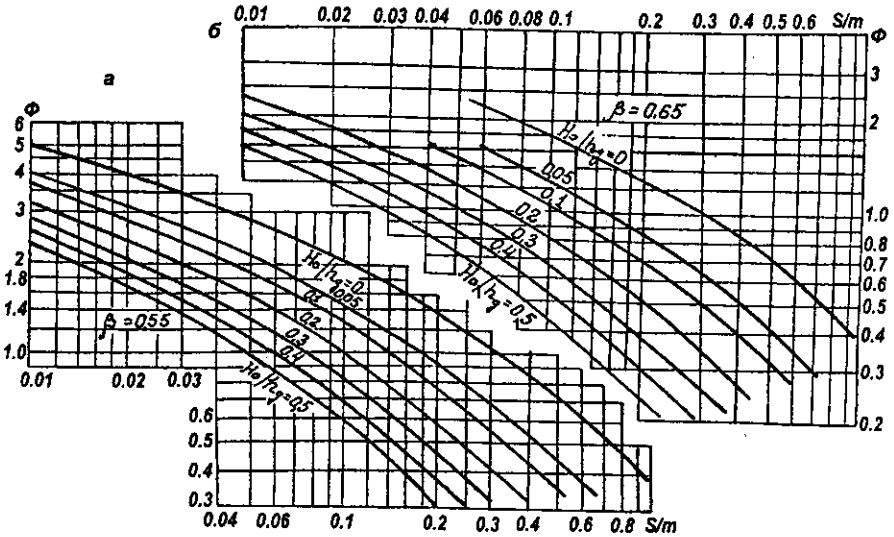


Рис. 4.13. Номограмма для определения функции Ф в (4.48) при $\beta = 0{,}55$ (*а*) и 0,65 (*б*)

Величина слоя сброса $h_{сбр}$ будет

$$h_{сбр} = h_1 - H_{пр} \cdot \psi_{сут} = h_1 - h_{пр}. \qquad (4.50)$$

Среднесуточный слой сброса от дождей с $S < S_{пр}$ будет $h_{сбр}^{сут} = h_{сбр} / S_{пр}$. Предельный расход дождевых вод в общесплавном коллекторе может быть определен путем пересчета дождевой сети на

случай выпадения дождя предельной интенсивности $q_{пр}$, т.е. определяются расходы дождевых вод, скорости потока и наполнения труб на различных участках при заданных диаметрах и уклонах труб, которые были определены ранее, когда сети рассчитывались на пропуск расчетного дождя при полном наполнении труб.

Время протока от самой удаленной точки бассейна стока до расчетного сечения при дожде предельной интенсивности $T_{пр}$ будет больше, чем при дожде расчетной интенсивности, так как уменьшаются степень наполнения труб и скорость течения воды в них и увеличивается время протока воды по трубам. Этот способ расчета трудоемкий, ибо требует определения времени протока $T_{пр}$ и расхода $Q_{пр}$ на всех расчетных участках дождевой сети. Проще определить предельный расход с помощью коэффициентов разделения $k_{дел}$:

$$k_{дел} = Q_{пр}/Q_{max} = \left(1 + \lg p_{пр}\ \lg m_r\right)^{\beta} \cdot \bar{q}_p\ \bar{q}_{пр}. \qquad (4.51)$$

Здесь принято, что расчетный максимальный расход определялся при $p = 1$ год, а $\bar{q}_p$ – относительная интенсивность дождя, взятая по прил. 4 при $p > 0{,}7$ года и времени концентрации расчетного стока T_p; $\bar{q}_{пр}$ – относительная интенсивность предельного дождя при $p < 0{,}7$ года и времени концентрации стока ($T_{пр}$) предельного дождя.

Решить (4.51) можно методом двойного приближения. Сначала принять $\bar{q}_{пр}$ по прил. 4 при времени концентрации стока T_p и найти в первом приближении $k_{дел.1}$. Затем по зависимости

$$r = 0{,}812 k_{дел.1}^{0,3} = 0{,}812\left(Q_{max}/Q_{пр}\right)^{0,3} \qquad (4.52)$$

находится коэффициент r, учитывающий увеличение времени протока воды по сети при предельном дожде по сравнению со временем протока при расчетном дожде. Затем при времени концентрации стока $T_{пр}$ с учетом r по прил. 4 берется величина $\bar{q}_{пр}$, подставляется в (4.51) и находится второе приближение $k_{дел}$.

Для определения коэффициента разделения можно пользоваться номограммой [24].

Глава 5. ОТВЕДЕНИЕ ВОДЫ С КРЫШ

5.1. Способы отвода воды с кровель

Атмосферные воды с кровель можно отвести тремя основными способами: неорганизованным или свободным сбросом воды по свесам карниза, наружными водосточными трубами и желобами, внутренними водостоками. При неорганизованном и свободном сбросе дождевых и талых вод с плоских или двускатных кровель жилых и промышленных зданий свесы карниза должны быть достаточно большими, чтобы предохранить плоскости стен, углы и цоколь здания от увлажнения. Вследствие увлажнения стен и цоколей здания ухудшаются эксплуатационные качества ограждающих конструкций, снижается долговечность здания в целом и происходит обмерзание карнизов здания, в особенности, при совмещенных покрытиях. На свесах крыши образуются наледи и сосульки (толщиной 10–15 см), что приводит к интенсивному разрушению кровли.

При отводе атмосферных вод через наружные водосточные трубы и лотки (чаще всего при скатных кровлях) в осенний, и особенно весенний, периоды вода в желобах, трубах и воронках замерзает, что приводит к быстрому разрушению всей системы водоотвода. Увеличение диаметра водосточных труб до 200–250 мм несколько снижает, но не исключает возможность разрушения водосточных систем при оттепелях и заморозках. Вторым недостатком этой системы является то, что на тротуар во время дождей и оттепелей поступают большие сосредоточенные потоки воды, создающие неудобства для пешеходов. Поэтому в ряде стран Европы воду по наружным водостокам отводят в системы дождевой канализации, но такой водосток не гарантирует от обмерзания желобов и труб в осенние и весенние периоды.

Наиболее совершенным и надежным средством отвода воды с кровель зданий являются внутренние водостоки. Вода с кровли собирается в водосточные воронки и направляется в водосточные трубы (стояки), соединяющие воронки с подпольными или подвесными трубопроводами, откуда вода через выпуски сбрасывается в наружные трубопроводы дождевой или общесплавной канализации, либо на отмостку или в лотки у здания.

Внутренние водостоки однопролетных промышленных зданий устраиваются обычно по схеме с одной воронкой на стояке. Внутренние

водостоки многопролетных зданий устраивают по схемам с подпольными или подвесными трубопроводами. В каждом ряду колонн, на которые опираются фермы плоских кровель, необходимо устанавливать хотя бы одну воронку. В эксплуатируемых кровлях (на которых размещены, например, солярий, кафе и т.п.), как правило, устраивают большое число водосточных воронок, которые как бы дренируют кровлю. Воронки с плоской крышкой (решеткой) заделывают в одном уровне с поверхностью защитного слоя из гравия, бетонных или асфальтобетонных плит.

Водосточные воронки размещают на кровле, исходя из ориентировочных норм предельно допустимых величин водосборной площади на одну воронку и расстояния между воронками (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Максимально допустимые площади водосбора (м²) на одну водосточную воронку

Тип кровель	Величина q_{20}, л/с на 1 га		
	Более 120	120–100	Менее 100
Скатные	600	800	1200
Плоские	900	1200	1800
Плоские, заполненные водой	750	1000	1500

Расстояние между воронками в ендовах (пространство между двумя скатами крыши, образующими входящий угол) скатных кровель принимается не более 48 м. На плоских кровлях расстояние между воронками может достигать 75–100 м.

5.2. Расчет притока воды к водостокам

Вода образуется на крышах либо в результате выпадения дождя, либо при таянии накопившегося там снега. Для водосточных воронок и водосточных систем расчетными являются расходы воды, образующиеся в результате выпадения дождей.

Основной характеристикой дождя является его интенсивность за 5-минутный отрезок времени – q_5. Эта интенсивность может быть определена по формулам (2.32) или (2.40) при значениях $\bar{q}_5$, взятых по

прил. 4, а значения H_p выражаются по формуле (2.39). Выбор периода однократного превышения расчетной интенсивности производится в зависимости от рельефа крыши (возможных ее перегрузок и аккумулирующей способности). Для плоских крыш можно назначать период однократного превышения $p = 1$ год или даже $p = 0{,}5$ лет, так как при притоке воды больше пропускной способности водосточной системы на крыше образуется равномерно распределенный слой воды. В табл. 5.2 приведены величины слоя воды на горизонтальной плоскости при дождях различной интенсивности и продолжительности (без стока).

Таблица 5.2

Величина слоя воды *h* (мм) на горизонтальной плоскости

Продолжительность дождя, мин	Интенсивность дождя, л/с·га						
	100	150	200	250	300	400	500
5	3	4,5	6	7,5	9	12	15
10	6	9	12	15	18	24	30
20	12	18	24	30	36	48	60

Максимальная продолжительность T_{max} (мин) выпадения суточного слоя осадков с интенсивностью q_5 будет

$$T_{max} = 166{,}7/\bar{q}_5 . \qquad (5.1)$$

На скатных кровлях приток воды в пониженные ее части (ендовы) может оказаться больше пропускной способности водосточной системы. В ендовах образуется слой воды, нагрузка от которого может оказаться больше снеговой нагрузки, на которую рассчитывают кровлю. Следовательно, расчетная интенсивность дождя и период ее однократного превышения должны быть назначены так, чтобы слой воды в ендовах во всех случаях не превышал величины расчетной нагрузки на покрытие. Для скатных кровель с большими пролетами ферм расчетные расходы могут оказаться большими и редко повторяться (с периодом однократного превышения 1 раз в 20–50 лет). Система внутренних водостоков, рассчитанная на эти расходы, получается громоздкой и неэкономичной. Уменьшить расчетные расходы и обеспечить защиту крыши от перегрузок можно с помощью устройства водосброса в виде проема в парапете в месте пересечения его с осью ендовы.

Частоту действия водосброса назначают из экономических соображений, исходя из величины возможного ущерба от разрушения поверхности у здания потоком от водосброса. Для невысоких зданий с достаточно прочным покрытием расчетную частоту принимают 1 раз в год. Расчетный расход (л/с) с водосборной площади F (м²), за которую принимают обычно площадь, приходящуюся на одну водосточную воронку, подсчитывают по формуле

$$Q_{\text{р}} = F \cdot q_{\text{р}} \cdot 10^{-4}, \qquad (5.2)$$

где $q_{\text{р}}$ – расчетная интенсивность дождя, л/(с·га).

При расчете внутренних водостоков расчетные расходы дождевых вод (л/с) определяют обычно по формулам:

для плоских кровель с уклоном менее 1,5 %

$$Q = F \cdot q_{20} \cdot 10^{-4}; \qquad (5.3)$$

для скатных кровель с уклоном более 1,5 %

$$Q = k_{\text{кр}} \cdot F \cdot q_5 \cdot 10^{-4}, \qquad (5.4)$$

где F – площадь водосбора, м²; q_{20} и q_5 – интенсивности дождя продолжительностью 20 и 5 мин при $p = 1$ год, л/(с·га); $k_{\text{кр}}$ – коэффициент, учитывающий период однократного превышения интенсивности и аккумулирующую способность кровли, принимают в зависимости от величины интенсивности, л/(с·га):

$k_{\text{кр}} = 1$ для районов $q_{20} \le 90$,

$k_{\text{кр}} = 1{,}5$ “ $q_{20} > 90$,

$k_{\text{кр}} = 2$ “ $q_{20} > 150$.

Интенсивность в течение 5 мин q_5 можно определять по формуле

$$q_5 = 4^n q_{20}, \qquad (5.5)$$

где n – показатель степени, равный: в средней полосе европейской части

страны – 0,7–0,75; а в южных районах – 0,5–0,7; в азиатской части страны – 0,65–0,7.

5.3. Расчет водосточных систем

Гидравлический расчет выполняют при максимальном стоке дождевых вод с крыши здания. Расчет сводится к определению пропускной способности отдельных элементов и всей системы внутренних водостоков в целом.

При малом слое воды на крыше у выпускного патрубка водосточной воронки длиной 3–5 его диаметров образуется безнапорный кольцевой режим движения воды, и воронку можно рассматривать (рис. 5.1) как кольцевой водослив, расход через который выражается по формуле

$$Q = m \cdot \pi \cdot D_{\text{вн}} \cdot \sqrt{2g} h^{3/2}, \qquad (5.6)$$

где h – высота слоя воды перед воронкой; $D_{\text{вн}}$ – внутренний диаметр воронки; m – коэффициент расхода, зависящий от конструкции воронки, $m = 0{,}62 - 0{,}46 h / D_{\text{вып}}$.

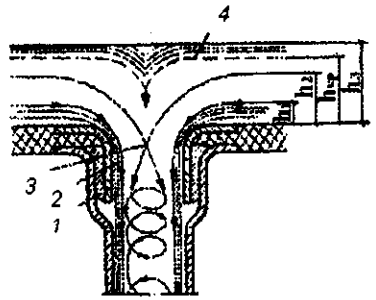


Рис. 5.1. Схема работы приемной водосточной воронки: *1* – выпуск воронки; *2* – безнапорный режим (кольцевой водослив); *3* – переходный режим (вибрационный) водовоздушной смеси; *4* – критическая высота при напорном режиме

Водосточная воронка присоединена к стояку. При увеличении слоя воды и, следовательно, расхода на стояке, начиная с длины $(10-12)d_{\text{ст}}$ кольцевой поток смыкается и образуется сплошной напорный поток водовоздушной смеси. Расход в таком случае будет зависеть от высоты стояка и его гидравлических сопротивлений. При входе воды в стояк образуется вихревая воронка, благодаря которой воздух интенсивно

вовлекается в поток, и образуется водовоздушная смесь. В потоке создаются воздушные пробки и наблюдаются вибрационные толчки. При дальнейшем увеличении слоя воды перед водосточной воронкой засасывание воздуха прекращается, и вихревая воронка исчезает, наступает напорный режим движения воды по всему тракту водостока. Расход, который способна пропустить система воронка – стояк – выпуск, можно определить по формуле

$$Q = \sqrt{\frac{H}{A \cdot l + A_м \sum \zeta_м}}, \qquad (5.7)$$

где H – разность отметок кровли у воронки и выпуска, м; l – длина трубопровода (стояка и выпуска), м; A – удельное сопротивление трения трубопровода, с²/л²; $\sum \zeta_м$ – сумма коэффициентов местных сопротивлений фасонных частей, воронки, выпуска; $A_м$ – удельное местное сопротивление (м·с²/л²), зависящее от диаметра:

$d_у$, мм ...	75	80	100	125	150	200	250
$A_м \cdot 10^5$ ...	260	102	83	34	16,5	5,2	2,1

В табл. 5.3 приведены значения A для труб из различных материалов (для асбестоцементных и пластмассовых труб при скорости 2 м/с).

Таблица 5.3

Удельные сопротивления трения $A_м \cdot 10^5$, с²/л²

Материал труб	Условный проход труб, мм					
	75	100	125	150	200	250
Чугун	171	36,5	11,1	4,2	0,9	0,28
Асбестоцемент	73,5	16,5	6,7	2,8	0,6	0,2
Полиэтилен	96,2	11,1	4,8	2,3	–	–
Сталь	117	26,7	10,6	4,5	0,93	0,26

При достижении предельного (критического) для данной системы максимального расхода $Q_{кр}$ дальнейшее увеличение слоя воды на крыше практически не дает увеличения расхода. Критический слой воды над приемной воронкой можно определить по формуле

$$h_{кр} = 0{,}665 d_{ст} - 18 \text{ мм}, \qquad (5.8)$$

где $d_{ст}$ – внутренний диаметр стояка, мм.

Критический расход дождевых вод на одну воронку (л/с) при этом определяется по формуле

$$Q_{кр} = 0{,}195 \cdot h_{кр}^{5{,}2}, \qquad (5.9)$$

где $h_{кр}$ – критический напор, см; для труб диаметром $d_{ст} = 85$, 100, 150 и 200 мм соответственно равный 38, 49, 81 и 115 мм.

Допустимый максимальный расход дождевых вод должен быть на 30 % меньше критического и его можно принимать на одну водосточную воронку равным $Q_{доп} = 4{,}0$; 9,6 и 19,5 л/с при диаметрах стояка соответственно 85, 100 и 150 мм.

Исследования НИИ санитарной техники показали, что пропускная способность водосточных воронок зависит от условий входа дождевой воды в приемную воронку, т.е. от ее конструкции. Высокой производительности воронки можно достичь при сравнительно малой критической глубине воды – 50–80 мм. Так, производительность воронки купольного типа с глухим диском над решеткой приемного патрубка – около 20 л/с при слое воды 60 мм, в то время как производительность воронки, имеющей решетку с отверстиями по всей площади, всего 11–13 л/с. У воронки плоского типа для плоских кровель (Вр10) с решеткой, у которой отверстия расположены только по периферии (с суммарной площадью, равной площади приемного патрубка воронки), при критической глубине воды 50–60 мм производительность еще выше – 30–35 л/с. Наличие глухого диска над решеткой или глухой решетки над входным патрубком (у воронки плоского типа) обеспечивает увеличение производительности водосточных воронок и улучшение условий их теплового режима. Водосточные воронки с решетчатыми куполами, имеющими отверстия по всем сторонам и сверху, плохо обогреваются теплым воздухом, и в периоды резких колебаний температур наблюдаются эжекция холодного воздуха к куполу и обмерзание нижней части воронки. При устройстве глухого диска в верхней части купольной воронки и сплошного диска по центру решетки у плоской воронки обеспечивается стабильный тепловой режим (рис. 5.2).

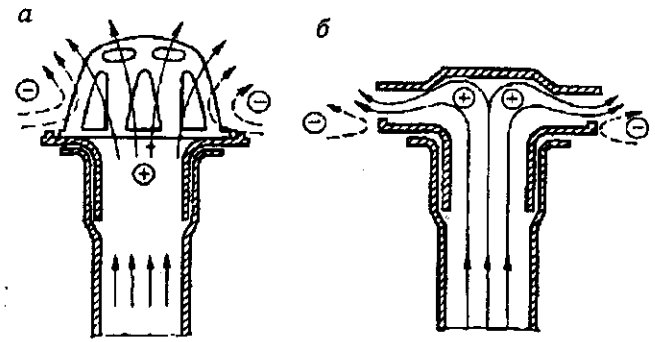


Рис. 5.2. Тепловой режим в приемных водосточных воронках:
а – охлаждение низа воронки; *б* – воронка не охлаждается

Пропускная способность внутренних водостоков может определяться двумя методами:

1. Вычисляют ожидаемый расчетный расход дождевых вод, приходящийся на одну водосточную воронку:

$$Q_р = Q_о / n_в, \qquad (5.10)$$

где $Q_о$ – общий расход дождевых вод на всю кровлю; $n_в$ – число воронок, предполагаемых к установке.

Сравнивают этот расход с критическим максимальным расходом $Q_{кр}$, который может пропустить система. Если окажется, что $Q_{кр} < Q_р$, то требуется увеличить диаметры стояков и отводных трубопроводов или уменьшить водосборную площадь, приходящуюся на одну воронку, т.е. увеличить число воронок.

2. Определяют ожидаемый расход дождевых вод $Q_р$. Затем подсчитывают потери при напорном режиме по тракту водостока:

$$h_{пот} = h_{дл} + h_м = i \cdot l + A_м \sum \zeta_м Q_р^2. \qquad (5.11)$$

Если окажется, что $h_{пот} > H$ (H – разность отметок кровли и

выпуска), то следует увеличить диаметры стояка и отводных трубопроводов.

Для стаивания снега и льда с крыш, водосточных желобов и труб применяют кабельные обогревательные системы (рис. 5.3).

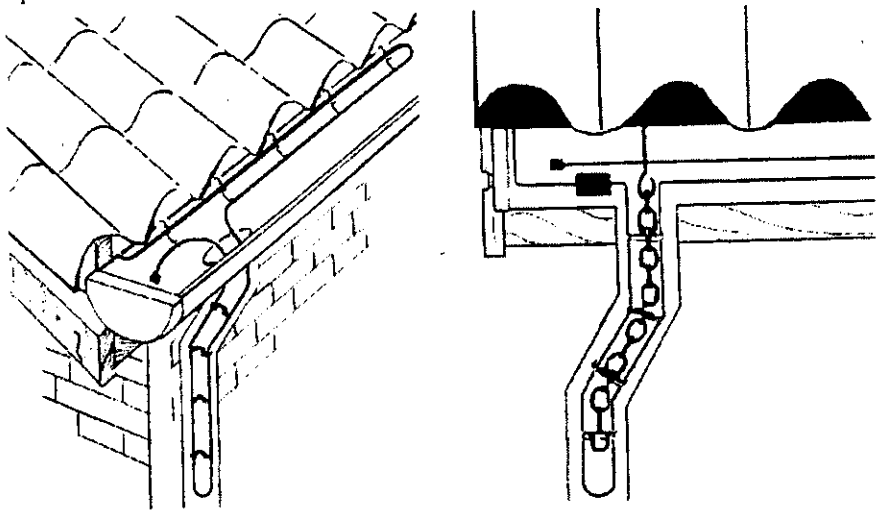


Рис. 5.3. Схема применения кабельных систем для защиты крыш от наледей

Нагревательный кабель укладывают на крышах, водосточных трубах и желобах, т.е. там, где необходимо предотвратить образование льда и обеспечить свободный сток воды. Кабель закрепляют с помощью монтажной ленты или монтажных клипс. Укладывают кабель, как правило, летом, потому что на холоде его пластмассовая оболочка становится жесткой. Системы комплектуются терморегуляторами, которые следят за температурой, наличием осадков и в зависимости от этого включают различные варианты обогрева, расходуя электроэнергию только тогда, когда это действительно необходимо, и потребляя ее ровно столько, сколько надо для таяния снега и льда.

Глава 6. ОТВЕДЕНИЕ ВОДЫ С АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

6.1. Течение воды в кюветах

Вода на поверхности дороги создает серьезную опасность для водителей и вызывает перебои в транспортном сообщении, мешающие нормальной хозяйственной деятельности. Когда пленка воды достигает определенной толщины, шины начинают пробуксовывать или скользить при торможении. Наличие пленки влияет также на разгон автомобилей и мешает их управлению. Коэффициент трения на влажных поверхностях меньше, чем на сухих. Разбрызгивание воды ухудшает условия видимости, снижает комфорт пассажиров, а шум воды может мешать езде.

Хорошей является такая поверхность, которая имеет значительную шероховатость и быстро сохнет. Этого можно добиться, создав проницаемое покрытие, через верхний слой которого вода будет просачиваться. Обычно строят дороги с выпуклым профилем или поперечным уклоном, хотя в этом случае вождение вблизи края дороги, где наибольший уклон, может быть опасным и неудобным. В число факторов, определяющих допустимую высоту слоя воды на дороге, входят: скорость движения, устройство протектора шин, масса автомобиля, материал шин, материал дорожного покрытия, поперечный уклон дороги, наличие нефти, масел и грязи на дороге, скорость течения воды.

Пленка толщиной 1–2 мм может сильно влиять на сцепление колес с дорогой. При большой толщине слоя скорость движения ограничивается условием видимости. При высоте слоя воды более 5 мм вождение становится опасным. Тормозной путь автомобиля с новыми шинами, движущегося по мокрой дороге со скоростью 70 км/ч, изменяется от 60 м на шероховатом асфальте до 120 м на гладком. При изношенных шинах тормозной путь увеличивается до 80 м на мокром шероховатом асфальте и до 160 м – на гладком. Это примерно вдвое больше, чем на сухих дорогах. На дороге, залитой водой, тормозной путь может быть намного больше. Коэффициент трения на влажных дорогах уменьшается от 0,6 при скорости движения 20 км/ч до 0,1 при скорости 45 км/ч на гладком мокром асфальте.

Поперечный профиль дороги может быть принят исходя из некоторой высоты слоя воды. Наряду с устройством кювета, прилегающего к бордюру, дороге можно придать такой профиль, при котором высота слоя поперек дороги будет одинаковой. Рассмотрим дорогу, показанную на рис. 6.1. Сток воды происходит в боковом направлении к обоим краям дороги, т.е. ее центр приподнят. Будем считать, что интенсивность осадков равномерна и потерь нет, слой воды достиг равновесия и одинаков во всех точках. Расход воды ($м^2/с$) на единицу длины дороги будет

$$q = i_д \cdot x, \tag{6.1}$$

где $i_д$ – интенсивность осадков, м/с; x – расстояние от верхней точки профиля дороги, м.

Выразим скорость течения по формуле Шези (4.10), а коэффициент Шези – по формуле Маннинга $\left(C_ш = R^{1/6}/n_ш, R = h\right)$. Тогда расход согласно (4.11) будет

$$q = h^{5/3} \cdot \sqrt{i_{поп}}/n_ш, \tag{6.2}$$

где $i_{поп}$ – поперечный уклон; h – высота слоя воды, м.

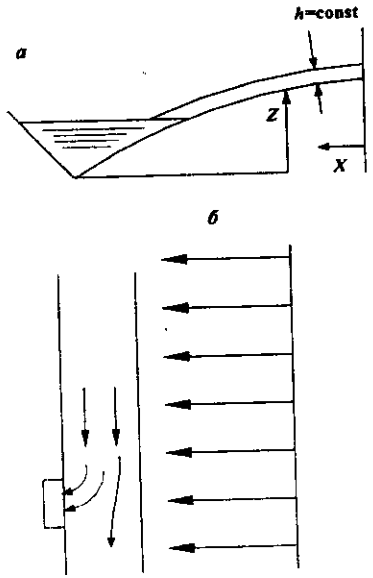


Рис. 6.1. Отведение воды с поверхности дороги: *а* – часть поперечного сечения дороги в увеличенном масштабе; *б* – дорога в плане

Из уравнений (6.1) и (6.2) получим поперечный уклон в зависимости от допустимой высоты слоя воды h:

$$dz/dx = i_{поп} = i_д^2 \cdot x^2 \cdot n_ш^2 / h^{10/3}. \qquad (6.3)$$

Интегрируя по x, получаем выражение для поперечного уклона от верхней точки дороги:

$$z = i_д^2 \cdot x^3 \cdot n_ш^2 / 3h^{10/3}. \qquad (6.4)$$

Таким образом, если $n_ш = 0{,}02$, $h = 1$ мм и расчетная интенсивность осадков $i_д = 1{,}67$ мм/мин, то $z = x^3 \cdot 10^{-3}$. Следовательно, при ширине дороги 6 м $x = 3$ мм, и подъем дороги z на поперечном профиле составит 25 мм.

Вода, стекающая с поверхности дороги к ее краям, может разливаться на прилегающей местности, отводиться в боковую канаву или собираться в кюветы, проложенные у обочины дороги. Последние могут представлять собой трапецеидальные канавы, идущие в стороне от дороги или расположенные между наклонной поверхностью дороги и почти вертикальным бордюром. Вода будет течь по ним в продольном направлении, пока не попадет через впускное отверстие в дождевую канализацию. Таким образом, на сток в кювете будут влиять и продольный, и поперечный уклон дороги.

Расход воды в канале трапецеидального сечения можно связать с глубиной потока формулой (4.11) при выражении $C_ш$ по Маннингу:

$$Q = \omega R^{2/3} \sqrt{i_{пр}} / n_ш, \qquad (6.5)$$

где $i_{пр}$ – продольный уклон; $R = \omega/\chi$;

$$\omega = 0{,}5h^2(2b/h + m_1 + m_2), \qquad \chi = b + h\left(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}\right);$$

m_1 и m_2 – коэффициенты откосов, выраженные через котангенс угла наклона откосов к горизонтальной плоскости.

Заложение откосов назначается в зависимости от грунтов и типов крепления. Для каналов треугольной формы $b = 0$.

Если один борт канала образован бордюром дороги, а другой –

выпуклой поверхностью дороги с уклоном $i_{поп}$, уравнение для определения расхода будет иметь вид

$$Q = 0{,}32h^{8/3} \cdot \sqrt{i_{пр}} / (i_{поп} \cdot n_ш). \qquad (6.6)$$

Минимальные размеры водоотводных канав рекомендуется принимать шириной по дну 0,3 м, глубиной – 0,4 м. Максимальная глубина протока воды в них должна быть не более 1,0 м.

Бровка канавы должна возвышаться над расчетным уровнем воды не менее чем на 0,2 м. Скорости течения дождевых вод в кюветах и каналах не должны превышать наибольших скоростей, величины которых при глубинах от 0,4 до 1 м принимаются равными (м/с):

при креплении стенок канала бетонными плитами.....4
при одерновке откосов плашмя.....1,0
то же, в стенку.....1,6
при одинарном мощении откосов.....2,0
при двойном “ ....3 –3,5
для скальных грунтов.....4,0

При глубинах потока менее 0,4 м значения наибольших скоростей следует брать с коэффициентом 0,85; при глубинах выше 1 м – с коэффициентом 1,25.

Наименьшие продольные уклоны лотков проезжей части, кюветов и канав принимают следующими:

лотки проезжей части при асфальтобетонном покрытии.....0,003
то же, при брусчатом или щебеночном покрытии.....0,004
то же, при булыжной мостовой.....0,005
отдельные лотки и кюветы.....0,005
водоотводные канавы.....0,003

Ширина зеркала воды в лотках мостовых при часто повторяющихся дождях должна быть не больше 0,6–1 м, а при расчетных дождях может достигать 2 м.

6.2. Дождеприемники

Дождевые воды стекают к краям дороги в кюветы (лотки) треугольного сечения, образованные выпуклым профилем дороги и бордюром, и далее (по ним) поступают в дождеприемники, расположенные через

определенные расстояния друг от друга. Общий вид дождеприемника представлен на рис. 6.2. Стенки дождеприемных колодцев собираются обычно из железобетонных колец диаметром 0,7 и 1 м. Глубина колодцев H зависит от глубины промерзания грунтов. Для дорог величина H составляет 1130–2020 мм, а для парковых территорий – 910–1380 мм. Длина присоединения (ветки) от дождеприемника до коллектора должна быть не более 25 м, при диаметре труб коллектора 600 м и больше может быть бесколодезное присоединение ветки. В этом случае длина ветки принимается не более 15 м и уклон труб не менее 0, 01.

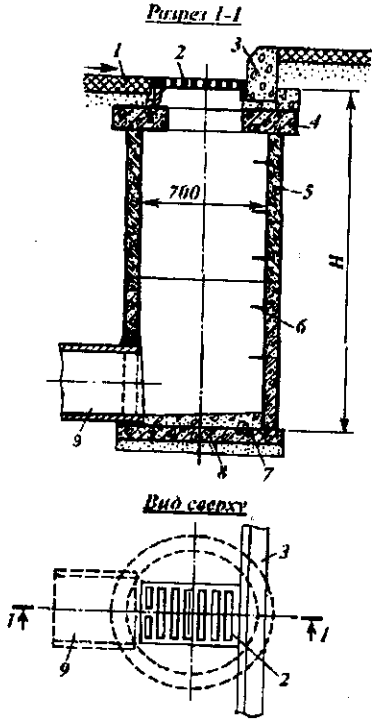


Рис. 6.2. Дождеприемник из сборных железобетонных элементов: *1* – проезжая часть, покрытая асфальтом; *2* – решетка; *3* – бордюрный камень; *4* – плита перекрытия; *5* – кольца стеновые; *6* – ходовые скобы; *7* – бетон; *8* – плита днища; *9* – соединительная труба

На одной ветке можно располагать два–четыре дождеприемника. В местах примыкания соединительных труб к дождеприемнику пространство между стенками трубы и колодца заделывается просмоленной прядью и асбестоцементным раствором с двух сторон. Допускается присоединение к дождеприемникам водосточных труб зданий и дренажных трубопроводов. Дождеприемные отверстия обычно перекрываются

горизонтальными металлическими решетками, наряду с ними устраиваются вертикальные отверстия в плоскости бордюрного камня или комбинированные горизонтальные решетки и вертикальные отверстия (рис. 6.3). При комбинированных отверстиях диаметр водоприемного колодца принимается 1 м, в остальных случаях – 0,7 м. Выбор того или иного типа впуска (рис. 6.4) определяется рядом практических соображений.

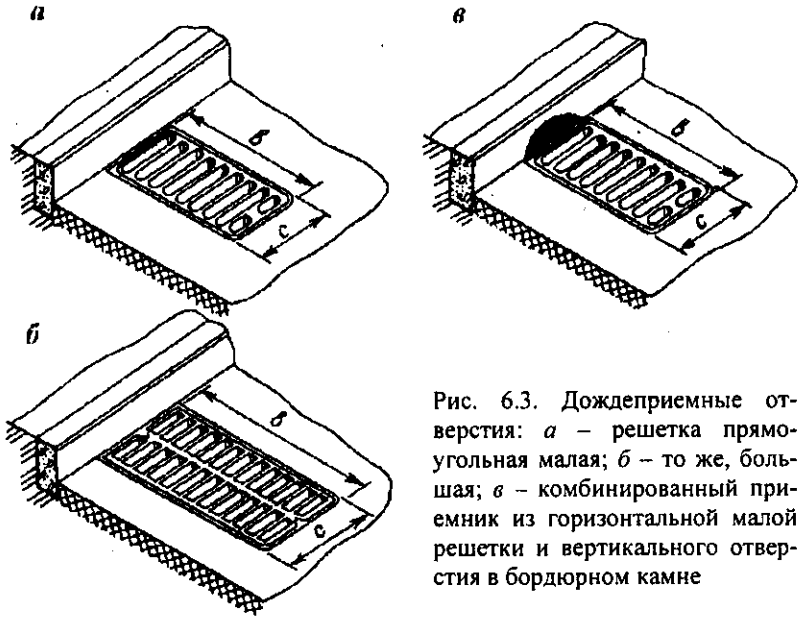


Рис. 6.3. Дождеприемные отверстия: *а* – решетка прямоугольная малая; *б* – то же, большая; *в* – комбинированный приемник из горизонтальной малой решетки и вертикального отверстия в бордюрном камне

Вертикальные проемы в бордюрах, называемые бордюрными впусками, удобны с точки зрения движения транспорта, но менее эффективны в гидравлическом отношении, если не дополнены специальными приспособлениями для бокового отведения стока.

Устанавливаемые на дорогах горизонтальные решетки, называемые кюветными впусками, подвержены повреждениям от тяжелых автомобилей. Крышки кюветных впусков с длинными продольными щелями более эффективны, но представляют опасность для велосипедистов. Малые же отверстия перфорированных крышек забиваются мусором и травой, смытыми с обочин дороги.

В общем, поперечный уклон в сторону впуска должен быть по возможности больше, а при наличии углубления перед впуском он

действует еще лучше. Некоторая часть воды может перетекать к следующему впуску. Это не должно беспокоить, поскольку пропускная способность впускных проемов тем больше, чем глубже поток воды.

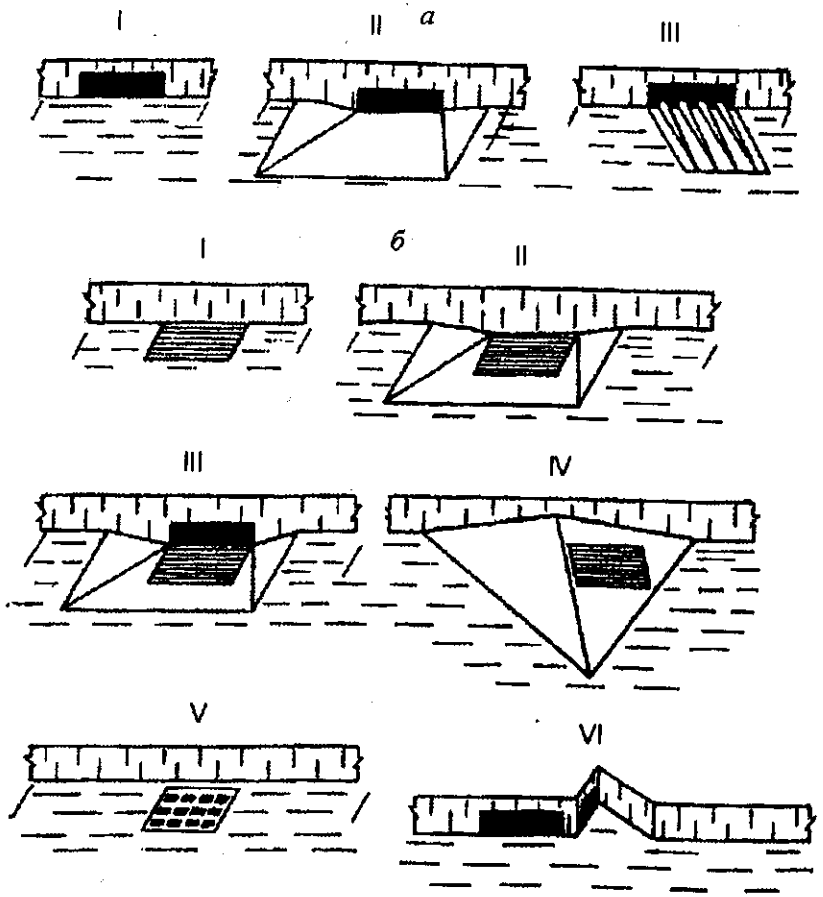


Рис. 6.4. Бордюрные (*а*) и кюветные (*б*) впуски: I – впуск, расположенный вровень с поверхностью дороги; II – то же, ниже поверхности дороги; III – то же, отклоняющийся или комбинированный; IV – банкетный впуск; V – с перфорированной решеткой; VI – бордюрный впуск с отступом

Дождеприемники устанавливаются в пониженных местах и в конце улиц с затяжными спусками, на перекрестках и у пешеходных переходов (до переходов со стороны притока воды), на затяжных спусках – в промежуточных точках, при плоском рельефе местности – в пониженных

местах лотков улиц (пилообразных профилях лотков), внутри кварталов, на дворовых и парковых территориях, не имеющих стока поверхностных вод.

Расстояние между дождеприемниками при пилообразном продольном профиле лотков (уклоне улиц менее 0,005) назначается в зависимости от продольного уклона улиц и глубины воды в лотке у дождеприемника, которая, как правило, не должна превышать 0,06 м. Расстояние между дождеприемниками при затяжном уклоне улиц не менее 0,005 устанавливается исходя из условия, что ширина потока перед решеткой не должна превышать 2 м. При закрытой дождевой сети на территории кварталов и ширине улиц до 30 м дождеприемники должны устанавливаться на расстоянии 50, 60, 70 или 80 м при уклоне улицы соответственно 0,004; 0,004–0,006; 0,006–0,01 и 0,01–0,03.

Несмотря на низкую гидравлическую эффективность бордюрные впуски, т.е. боковые проемы в бордюре, широко используются в районах с интенсивным транспортным сообщением. Они не намного дороже кюветных впусков, но меньше подвержены повреждениям от транспорта и не создают таких помех для движения, как кюветные решетки. Эффективность бордюрных впусков оценивается по количеству отводимой воды. Некоторые дополнительные меры позволяют улучшить боковое отведение воды. Это может быть устройство поверхностей более крутых, чем общий поперечный уклон дороги, выемок или диагональных отражающих выступов на поверхности дороги. Так, в работе [26] рекомендуется делать углубление перед бордюрным впуском с необходимой длиной верхней части кюветного углубления (рис. 6.5).

Пропускная способность ($м^3/с$) вертикального отверстия в бордюрном камне без всяких устройств невелика и может быть определена по формулам МАДИ:

при $H_0 < 1{,}4h$, когда отверстие работает как боковой водослив с широким порогом,

$$Q_{отв} = 1{,}48 l_{отв} H^{1.5}. \qquad (6.7)$$

при $H_0 > 1{,}4h$, когда верхняя кромка отверстия затапливается,

$$Q_{отв} = 2{,}8 \omega_{отв} H^{0.5}. \qquad (6.8)$$

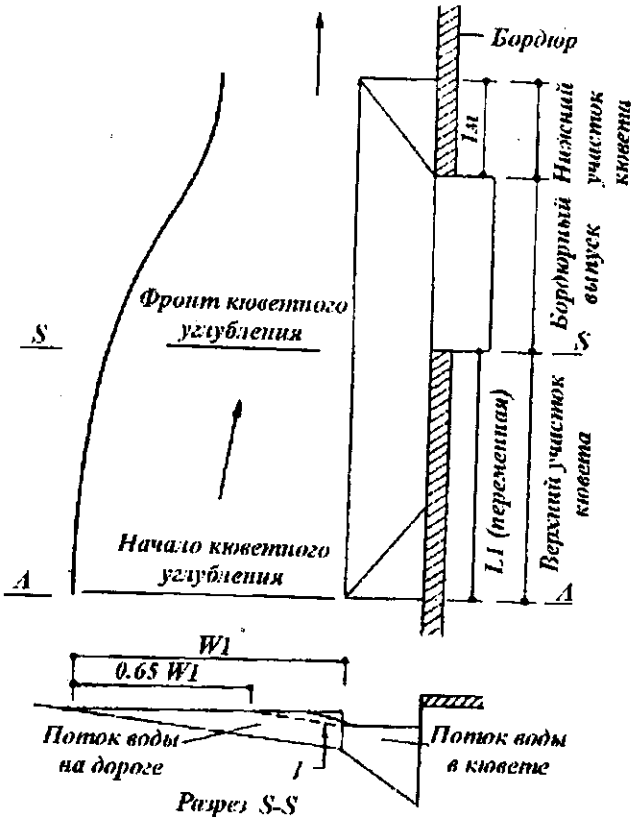


Рис. 6.5. Поток воды на участке дороги перед бордюрным впуском с кюветом (гидравлический уклон равен поперечному уклону)

Здесь H – глубина воды перед отверстием, м; $H_0 = H + v^2/2g$; v – скорость течения воды на подходе к отверстию, м/с; h – высота отверстия, м; $l_{отв}$ и $\omega_{отв}$ – длина (м) и площадь (м^2) отверстия.

Устраивать водопропускные отверстия на затяжных спусках не рекомендуется, так как большая часть воды "проскакивает" мимо них.

Горизонтальные кюветные впуски на дорожной поверхности привлекательны тем, что имеют большую пропускную способность. Однако при большой нагрузке от транспорта решетки могут ломаться, а при их повреждении колеса автомобилей могут проваливаться во

впускные отверстия. Решетки подвержены засорению, а наиболее эффективные в гидравлическом отношении решетки с продольной щелью шириной 25 мм представляют опасность для велосипедистов.

Для полного перехвата потока длина стержней решетки должна быть не менее длины свободного падения струи:

$$l_{стр} = \sqrt{2q^2/gH}\,, \tag{6.9}$$

где H – глубина потока за верхним краем решетки; q – расход воды на единицу ширины кювета.

Если при пологом продольном уклоне кюветный поток находится в докритическом режиме, то на гребне решетки глубину потока можно считать критической $\left(h_{кр} = \sqrt[3]{q^2/g}\right)$, и тогда

$$l_{стр} = \sqrt{2} \cdot h_{кр}. \tag{6.10}$$

В соответствии с ГОСТ 26008–83 на дождеприемниках в пониженных местах на улицах при пилообразном продольном профиле лотков (уклон улиц < 0,005) и в парках рекомендуется устанавливать малые чугунные прямоугольные решетки типа ДМ с размерами $b = 58$ см и $c = 30$ см (см. рис. 6.3, *а*). В населенных пунктах с пересеченным рельефом при продольном уклоне улиц не менее 0,005 рекомендуется применять большие чугунные прямоугольные решетки типа ДБ шириной $b = 80$ см и длиной $c = 40$ см (см. рис. 6.3, *б*).

Для реконструкции и ремонта существующих дождеприемных колодцев, которые нередко оборудованы круглыми в плане решетками, указанный выше ГОСТ предусматривает изготовление круглых решеток (рис. 6.6,*б*). Для приема дождевой воды в садах, парках, а также во дворах при отсутствии регулярного движения транспорта разрешается применять чугунные облегченные или железобетонные решетки.

При малых глубинах лотка, если выполняется соотношение $H_0 < 1{,}33\left(\omega_{реш}/l_{реш}\right)$, решетка, установленная в пониженном месте, не перекрывается слоем воды и работает как водослив с широким порогом, т.е. вода поступает в дождеприемник по периметру с расходом (м^3/с):

$$Q_{реш} = 1{,}55 l_{реш} H^{1.5}, \tag{6.11}$$

где $l_{реш}$ – длина той части периметра решетки, на которой происходит прием воды, м; H – глубина воды в лотке перед решеткой, м; $H_0 = H + v^2/2g$; v – скорость потока перед решеткой, м/с.

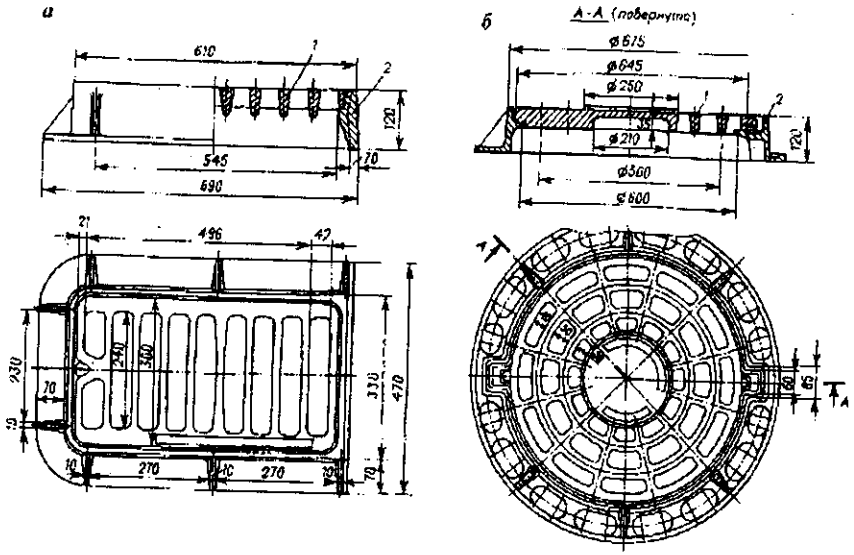


Рис. 6.6. Дождеприемные решетки (ГОСТ 26008–83):
а – малая прямоугольная; *б* – круглая; *1* – решетка; *2* – люк

При $H_0 > 1{,}33(\omega_{реш}/l_{реш})$, когда решетка покрыта слоем воды и работает по схеме истечения через отверстие, расход (м³/с) определяется по формуле

$$Q_{реш} = 2\omega_{реш}\sqrt{H}, \qquad (6.12)$$

где $\omega_{реш}$ – площадь отверстий решетки, м.

При расчете решеток типа ДБ на улицах с затяжным уклоном следует учитывать, что часть воды будет "проскакивать" мимо решетки. Пропускную способность решеток, установленных в пониженных местах лотков с пилообразным продольным профилем, по исследованиям МАДИ, рекомендуется принимать по табл. 6.1.

Таблица 6.1

Пропускная способность (л/с) решеток дождеприемников, установленных в пониженных местах

Типы решеток	Глубина потока в лотке перед решеткой, см									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Малая прямоугольная типа ДМ	6,5	18,6	34,2	52,6	76,3	80,4	86,8	92,9	98,4	104
Большая прямоугольная типа ДБ	9	25	46	70	98	129	140	149	159	167

Пропускная способность решеток, установленных в лотках с продольным уклоном i_0, определяется расходом воды в лотке перед решеткой и поперечным уклоном $i_п$. Эта величина принимается на основе исследований МАДИ для решеток типа ДМ и ДБ по табл. 6.2 и 6.3.

Таблица 6.2

Пропускная способность (л/с) решеток типа ДМ, установленных в лотках с продольным уклоном i_0 = 0,0025 (числитель) и i_0 = 0,005 (знаменатель)

Расход воды в лотке перед решеткой, л/с	Поперечные уклоны лотков			
	0,01	0,02	0,03	0,04
20	12/14	13,5/15	15/16	16/17
40	18,5/17	21/21	23/24	25,7/27
60	27/20	30/26	32/30	33,5/34
80	32/27	35/33	37/37	39/41,5
100	35/31	38/37	41/41	44/45

При плоском рельефе местности и отведении дождевых вод с неблагоустроенных территорий в ряде случаев применяются дождеприемники с осадочной частью глубиной 0,5–0,7 м. При такой конструкции дождевая сеть в меньшей степени засоряется землей и песком, но осадочные части дождеприемников следует регулярно очищать.

Таблица 6.3

Пропускная способность (л/с) решеток типа ДБ, установленных в лотках с продольным уклоном i_0

Расход воды в лотке перед решеткой, л/с	Поперечные уклоны лотков			
	0,01	0,02	0,03	0,04
	При i_0 = 0,005 (числитель) и i_0 = 0,02 (знаменатель)			
20	15/16	16,5/17	18/19	19/20
40	20/25	26/28	30/32	33/34
60	28/30	36/38	41/42	44/45
80	34/38	39/46	48/50	52/54
100	40/42	46/48	52/59	59/64
	При i_0 = 0,03 (числитель) и i_0 = 0,04 (знаменатель)			
20	16/17	17/18	19,3/19,5	20/20
40	25/26	29/30	33/34	35/38
60	33/34	40/41	46/48	48/52
80	40/42	49/50	57/59	58/63
100	45/50	54/59	64/71	68/78

За рубежом, кроме того, применяют дождеприемники со съемными корзинами под дождеприемными решетками для удержания листьев и мусора. Корзины периодически должны очищаться от задержанных загрязнений.

Глава 7. РЕГУЛИРОВАНИЕ И ПЕРЕКАЧКА ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД

7.1. Разделительные камеры

Разделительные камеры устраивают на дождевой сети полураздельной системы канализации для сброса во время сильных дождей части стока в водоемы или регулирующие резервуары. По конструкции разделительные камеры аналогичны ливнеспускам общесплавной системы канализации, поэтому их можно объединить названием *ливнекамеры*. Схемы наиболее простых и удобных в строительстве и эксплуатации ливнекамер представлены на рис. 7.1.

Наиболее распространенными являются ливнекамеры с водосливами различной конфигурации – прямолинейными боковыми одно- и двусторонними, криволинейными боковыми с одним и двумя поворотами, полигональными торцевыми, кольцевыми и др. При проектировании камер с водосливами диаметр подводящего коллектора D_1 (см. рис. 7.1) принимают, исходя из расчетного расхода $Q_р$ дождевых вод при полном заполнении трубопровода. Диаметр отводящего трубопровода D_2 должен обеспечить пропуск предельного расхода $Q_{пр}$, отводимого на очистку. Ливнеотвод диаметром D_3 должен обеспечить отведение расхода $Q_{сбр} = Q^р_{max} - Q_{пр}$ или всего расхода $Q^р_{max}$. Предельный расход $Q_{пр}$ должен отводиться на очистку без перелива через гребень водослива высотой $h_{гр} = h_2 + \zeta_{вх} v_2^2/2g$, где h_2 и v_2 – глубина и скорость потока в отводящей трубе при $Q_{пр}$; $\zeta_{вх}$ – коэффициент сопротивления на входе в трубу, можно принять $\zeta_{вх} = 0{,}5$.

Отметку верха (шелыги) трубы ливнеотвода целесообразно принимать ниже гребня водослива на величину не меньше потерь напора на входе в ливнеотвод. В этом случае будет свободное (без подтопления) истечение через водослив.

Расчет водосливов с напорным отводом производится по формуле

$$Q_{сбр} = m\sqrt{2g}H_0^{3/2}l, \qquad (7.1)$$

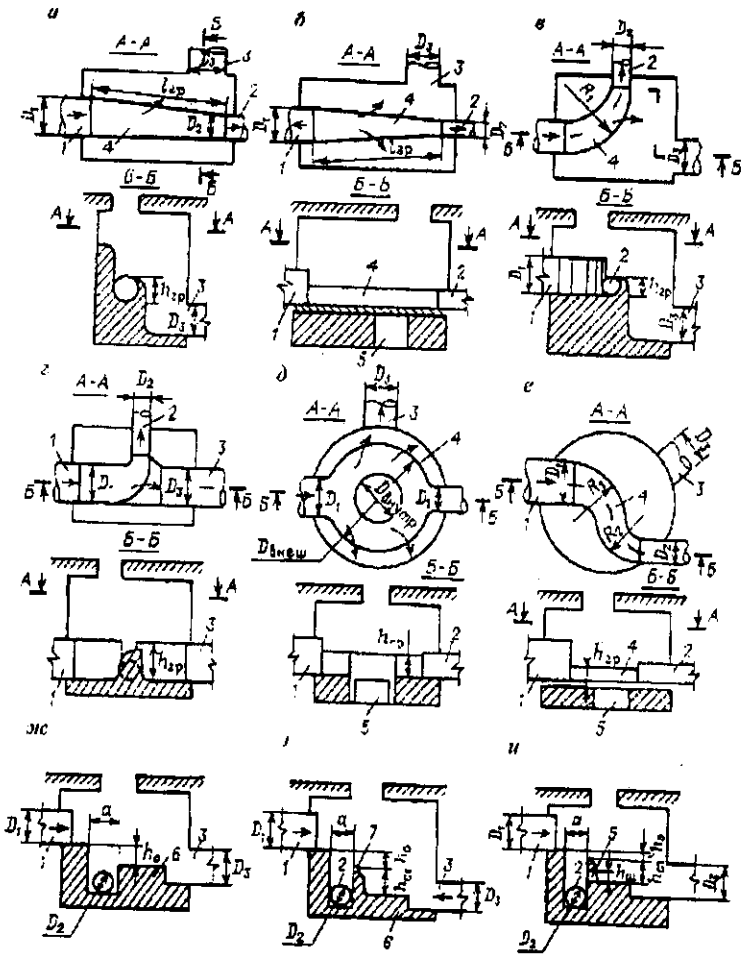


Рис. 7.1. Схема различных конструкций разделительных камер:
а – с односторонним прямолинейным боковым водосливом; *б* – то же с двусторонним; *в* – то же с криволинейным и одним поворотом; *г* – с полигональным торцевым водосливом; *д* – с кольцевым водосливом; *е* – криволинейный боковой водослив с двумя поворотами; *ж* – донный слив; *з* – с разделительной стенкой; *и* – то же с отверстием в ней; *1* и *2* – подводящий и отводящий коллекторы; *3* – сбрасывающий коллектор; *4* – лоток; *5* – отверстия; *6* – нижний бьеф; *7* – разделительная стенка

где $H_0 = h_1 - h_{гр} + v_1^2/2g$ – напор над гребнем водослива; h_1 и v_1 – глубина и скорость потока на входе в камеру при расходе $Q^{р}_{max}$, h_1 может быть принята равной D_1.

При неподтопленном истечении жидкости для коэффициента расхода m (с некоторым запасом по длине водослива l) рекомендуются следующие зависимости:

для прямолинейного бокового водослива

$$m = 0{,}38 + 0{,}03 \cdot H_0/h_{гр}, \qquad (7.2)$$

при двустороннем боковом водосливе коэффициент расхода уменьшается на 15 %;

для криволинейного бокового водослива

при $Q_{сбр}/Q_{max} \le 0{,}5$ $\quad m = 0{,}7\left(Q_{сбр}/Q_{max}\right)^{0.5}$, (7.3)

при $Q_{сбр}/Q_{max} > 0{,}5$ $\quad m = 0{,}48$.

Высоту порога $h_{гр}$ в этих водосливах следует принимать больше, чем в прямолинейных, чтобы избежать перелива через гребень при расходе $Q_{пр}$:

$$h_{гр} = h_2 + 0{,}5\zeta_л \cdot v_2^2/2g, \qquad (7.4)$$

где h_2 и v_2 – глубина и скорость в подводящем коллекторе перед камерой при расходе, отводимом на очистку; $\zeta_л$ – коэффициент, зависящий от относительного радиуса закругления водослива:

R_1/D_1 …	0,5	1	2	3	4	5
$\zeta_л$ …	3,14	2,57	1,12	1,6	1,39	1,24

Напор в формуле (7.1) принимается равным

$$H_0 = h_1 - h_{гр} + \zeta_л v_1^2/2g. \qquad (7.5)$$

Радиус поворота рекомендуется принимать $R_1 = (1{,}5 - 2)D_1$, длина

водослива при повороте на 90 °С составит $l = \pi R_1/2$. Для криволинейных боковых водосливов с двумя поворотами радиусы поворота рекомендуется принимать $R_1 = (1{,}5-2)D_1$, а $R_2 = (1-1{,}5)D_1$, длины гребня соответствуют радиусу поворота. Коэффициент расхода водослива на первом повороте

$$m = 0{,}43 + 1{,}2\exp\left(-17{,}95\,Q^{p}_{max}/\sqrt{g}\,D_1^{2.5}\right), \qquad (7.6)$$

на втором повороте

$$m = 0{,}43 + 1{,}2\exp\left(-17{,}95\left(Q^{p}_{max} - Q^{1}_{сбр}\right)/\sqrt{g}\left(\frac{D_1 + D_2}{2}\right)^{2.5}\right). \qquad (7.7)$$

При расчете кольцевых водосливов в формулу (7.1) входит общая длина гребней водосливов l и коэффициент расхода зависит от соотношений l/D_1 и $Q^{p}_{max}/Q_{пр}$ (в интервале 1,5–7).

$$m = 5{,}5\left(Q_{пр}/Q^{p}_{max}\right)^{0.55}\cdot\left(D_1/l\right)^{1.5}. \qquad (7.8)$$

Отметку гребня внутреннего кольца напротив подводящего коллектора необходимо поднять на величину $\Delta h_{гр} = v^2_{1пр}/2g$, где $v_{1пр}$ – скорость в подводящем трубопроводе при расходе $Q_{пр}$. Коэффициент сопротивления на входе в отводящий трубопровод из-за подхода жидкости с двух сторон следует принимать равным 1,3.

Для торцевого (лобового) полигонального водослива (см. рис. 7.1, *г*), котангенс угла наклона верхней грани которого изменяется от 1 до 5, коэффициент расхода изменяется от 0,435 при $Q_{сбр} \geq 1050$ л/с до 0,47 при $Q_{сбр} \leq 600$ л/с. Длина гребня водослива принимается равной диаметру D_1. Коэффициент сопротивления ливнекамеры, отнесенный к скорости в отводящей трубе, при $R_1 = 1{,}5D_1$ выражен в виде

$$\zeta_к = 0{,}36 + 0{,}237/\left(Q_{пр}\ Q_{сбр} - 0{,}035\right). \qquad (7.9)$$

Расстояние от водосливов до боковых стенок камеры определяется

по координатам верхнего профиля потока, переливающегося через водослив.

Работа ливнекамер типа донного слива и с разделительными стенками (см. рис. 7.1, *ж–и*) основана на принципе изменения дальности полета струи при изменении расхода. При расходах до $Q_{пр}$ включительно весь сток поступает в перехватывающий трубопровод и далее отводится на очистку. При расходах $Q > Q_{пр}$ струя потока перелетает через донное отверстие и при падении делится на две части: одна – попадает в ливнеотвод, а другая – в перехватывающий трубопровод диаметром D_2 и далее отводится на очистку. Высота перепада h_0 (разность между отметками дна лотков до и после перепада) назначается из условия обеспечения отвода на очистку расхода $Q_{пр}$ при общем расходе дождевых вод Q^{p}_{max}:

$$h_0 = 6h_{кр.1}Q_{пр}\left(Q^{p}_{max} - Q_{пр}\right)/\left(Q^{p}_{max} - 2Q_{пр}\right)^2, \qquad (7.10)$$

где $h_{кр\,1}$ – критическая глубина на перепаде при расходе Q^{p}_{max}.

При истечении воды на перепаде из круглой трубы критическую глубину можно вычислить по формуле

$$h_{кр} = \left(Q^2/0{,}9gD_1\right)^{0.256}, \qquad (7.11)$$

а дальность отлета струи $l_{стр}$ по ее наружной границе (с учетом толщины) по (7.12):

$$\left(1 - i_1 l_{стр}/h_{кр}\right)l_{стр}/h_{кр} = 2{,}2\left(\left(1 + i_1 h_0/h_{кр}\right)h_0/h_{кр}\right)^{0.45}, \qquad (7.12)$$

где i_1 – уклон подводящего трубопровода.

Ширина донного отверстия a принимается равной длине $l_{стр}$, вычисленной по (7.12) при $Q_{пр}$. Вода к перепаду может подводиться по прямоугольному лотку шириной D_1. Критическая глубина в лотке вычисляется по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{Q^2/gb^2}, \qquad (7.13)$$

а дальность отлета струи $l_{стр}$ по ее оси – по (7.14):

$$l_{стр} = 1{,}41 h_{кр} \sqrt{0{,}3 + h_0/h_{кр}}. \qquad (7.14)$$

Ширина донного отверстия a определяется исходя из дальности отлета и толщины струи при предельном расходе $Q_{пр}$:

$$a = l_{стр}^{пр} + t/2. \qquad (7.15)$$

Для предельного расхода принимается критическая глубина, найденная по формуле (7.13) при $Q = Q_{пр}$. Проекцию толщины струи t на горизонтальную плоскость при падении потока с высоты h_0 вычисляют по формуле

$$t = Q/\left(b\sqrt{2gh_0}\right). \qquad (7.16)$$

Для нижнего лотка t принимается с учетом дальности отлета струи при расчетном расходе $Q_{max}^{р}$.

В ливнесбросных камерах с водосливной стенкой без отверстия (см. рис. 7,1, *з*) весь поток, перелетающий через стенку, отводится на сброс и высота перепада (до верха водосливной стенки) может приниматься произвольно. Верх водосливной стенки должен быть выше шелыги ливнеотвода на величину не меньше потерь напора на входе в трубу. В этих конструкциях общий расход дождевых вод, отводимых на очистку, будет меньше, чем при других типах разделительных камер.

Устройство отверстия в водосливной стенке на уровне дна нижнего лотка (см. рис. 7.1, *и*) позволяет отводить на очистку часть потока, перелетающего через стенку. Здесь по формулам (7.14) – (7.16) рассчитываются ширина отверстия a и высота перепада h_0 до верха стенки (аналогично стенке без отверстия), а по (7.10) – высота падения потока до дна нижнего водобойного лотка $h_0^{ст}$. В этом случае при общем расходе дождевых вод $Q_{max}^{р}$ через отверстие в стенке будет отводиться на очистку

расход $Q_{пр}$. Отверстие следует устраивать по всей ширине нижнего водобойного лотка, а высоту его принимать равной t, определяемой по формуле (7.16).

Большинство конструкций ливнекамер не обеспечивают постоянство отводимого на очистку расхода $Q_{оч}$ при изменении общего расхода перед камерой. Изменения величины относительного расхода, отводимого на очистку, в ливнекамерах разных типов представлены на рис. 7.2.

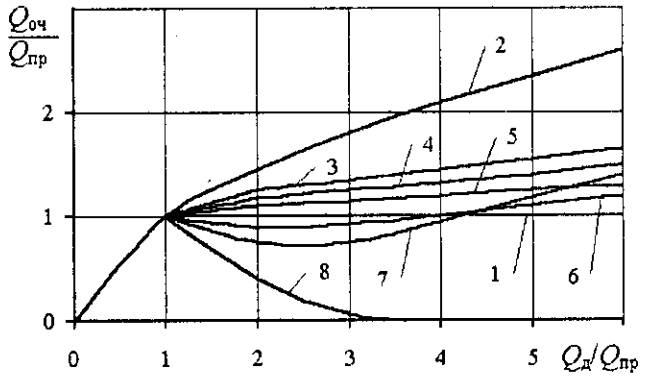


Рис. 7.2. Изменение относительных расходов, отводимых на очистку в разделительных камерах различных типов:
1 – расчетные значения при $k_{оч} = 0$; *2* – с прямолинейным боковым водосливом; *3* – с торцевым водосливом; *4* – с боковым водосливом с одним поворотом; *5* – то же с двумя поворотами; *6* – с отверстием в водосливной стенке; *7* – с донным сливом; *8* – с водосливной стенкой без отверстия

Для ливнекамер с водосливами характерно, что с увеличением общего расхода $(Q > Q_{пр})$ увеличивается и расход, отводимый на очистку $(Q_{оч} > Q_{пр})$. Наибольший расход $Q_{оч}$ происходит в камерах с прямолинейным боковым водосливом. Это нужно учитывать при проектировании сооружений на канализационной сети, а также насосных и очистных станций. В камерах типа донного слива и с вертикальной разделительной стенкой с отверстием можно считать $Q_{оч} \approx Q_{пр}$ в широком диапазоне изменения общего расхода.

В камерах с вертикальной разделительной стенкой без отверстия будет сбрасываться значительная часть дождевых вод. Поэтому данную

конструкцию целесообразно применять только на отдельных притоках к перехватывающему коллектору, в который поступают дождевые воды и через другие конструкции (например, с прямолинейным боковым водосливом). Чередуя различные конструкции, можно достигнуть равенства суммарного расхода дождевых вод, поступающих на очистку через все камеры, с суммарным расчетным предельным расходом для этих же камер.

Изменения расхода, отводимого на очистку при $Q > Q_{пр}$, в камерах различного типа можно учитывать с помощью коэффициента $k_{оч}$:

$$k_{оч} = (Q_{оч} - Q_{пр}) / (Q^{p}_{max} - Q_{пр}). \qquad (7.17)$$

Величина отводимого на очистку расхода (с учетом коэффициента разделения k_1 – п. 4.9) составит

$$Q_{оч} = Q^{p}_{max}(k_{оч} + k_1 - k_1 \cdot k_{оч}). \qquad (7.18)$$

Для камер с водосливами значения $k_{оч}$ с некоторым приближением можно принять:

прямолинейный боковой водослив 0,35
торцевой полигональный 0,13
криволинейный боковой 0,09
то же, с двумя поворотами 0,05
кольцевой двусторонний 0,07

Для камер типа донного слива и с водосливной стенкой с отверстием $k_{оч} \approx 0$, а при водосливной стенке без отверстия $k_{оч}$ принимает отрицательные значения, и его величина зависит от соотношения ширины щели a, высоты h_0, коэффициента разделения k_1 и других факторов.

Повышенной эффективностью задержания крупных нерастворенных примесей, смываемых дождевыми водами, за счет процеживания через решетку ливневых вод характеризуется ливнекамера, разработанная в Грузинском политехническом институте. Она схематически показана на рис. 7.3 (два разреза и план по разрезу А–А, а также деталь самоочищающейся решетки *8*; размеры даны в см). Разделительная камера состоит из вертикальной шахты *1* прямоугольной в плане формы,

в которой установлена вертикальная разделительная стенка *2*; подводящего *4* и отводящего *6* трубопроводов дождевых стоков; канализационного перехватывающего коллектора *7*; решетки *8*, выполненной в форме осевой линии струи при максимальных параметрах потока и опертой одной стороной *9* на вертикальную разделительную стенку *2*, а другой *10* – на борт *11* лотка *12* для отвода загрязнений, другой борт *13* которого выполнен в виде водослива с тонкой стенкой, имеющего отверстия *14*; ограждающих вертикальных перегородок *15*, лотка для отвода очищенной воды *16*, который выполнен суживающимся в плане от размеров ширины решетки *8* до диаметра отводящего трубопровода *6*.

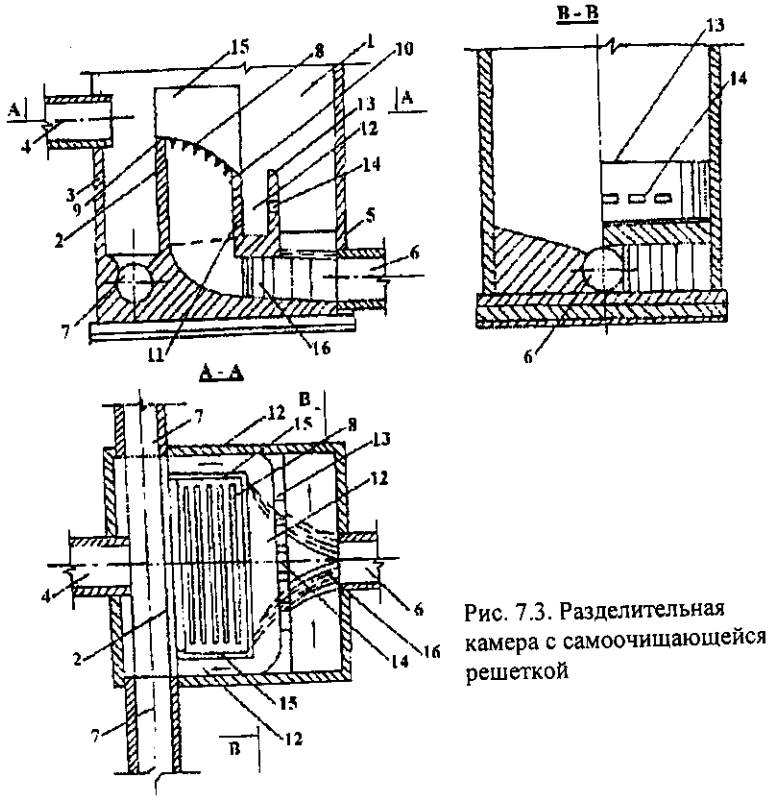


Рис. 7.3. Разделительная камера с самоочищающейся решеткой

Устройство работает следующим образом. Сточные воды в сухую погоду (при поливке и мойке улиц) и первые порции наиболее загрязненных дождевых вод, подаваемых подводящим трубопроводом *4*, поступают в канализационный коллектор *7*. При возрастании интенсивности дождя струя из подводящего трубопровода *4*, минуя вертикальную стенку *2*, попадает на решетку *8*, которая задерживает крупные нерастворимые примеси, содержащиеся в ливневых водах. Процеженная через решетку *8* вода поступает в лоток *16* и отводится трубопроводом *6*. Задержанные решеткой *8* нерастворимые примеси под действием потока жидкости и собственного веса сползают в лоток для отвода загрязнений, имеющий уклон в сторону канализационного коллектора *7*, и попадают в канализационный коллектор. При сильных ливневых дождях, после заполнения лотка *12* верхний, более чистый слой воды через борт *13* поступает в лоток *16* и отводится в водоем. Заполнение лотка *12* водой обеспечивает его промывку.

В Грузинском политехническом институте разработана также оригинальная конструкция резервуара-ливнеспуска для регулирования ливневого стока и очистки его от загрязнений (рис. 7.4). Регулирующий резервуар-ливнеспуск содержит подводящий трубопровод *1*, щит *2* в виде конуса, расположенный под выпускным отверстием подводящего трубопровода, лоток ливневых вод *3* с переливными окнами, выполненный в плане по спирали, и расположенный под ним лоток очищенных ливневых вод *5*, тангенциально установленные отводящий трубопровод *6* и трубопровод очищенных вод *7*.

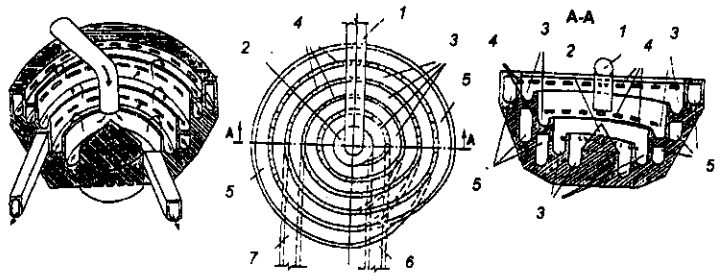


Рис. 7.4. Регулирующий резервуар-ливнеспуск
(разрез А-А, плщан и аксонометрия)

Принцип работы регулирующего резервуара-ливнеспуска следующий: через вертикально расположенный подводящий трубопровод *1* ливневые воды поступают сверху в центр регулирующего резервуара-ливнеспуска, что способствует равномерному распределению воды по радиусу от центра к стенам резервуара. В центре регулирующего резервуара-ливнеспуска установлен щит *2* в виде конуса, с помощью которого происходит равномерное распределение ливневой воды во все стороны резервуара, а также изменение направления вращательного движения воды.

В регулирующий резервуар-ливнеспуск стоки стекают из ливнеотводящих коллекторов во время дождей или при мойке улиц. При большом расходе стока вся вода не успевает вытекать из резервуара-ливнеспуска, так как пропуск воды из резервуара ограничен диаметром отводящего трубопровода *6*, и вода начинает циркуляционное течение снизу вверх по спирально установленному лотку ливневых вод *8*, заполняя емкость резервуара-ливнеспуска. Движущаяся снизу вверх вода выливается через переливные окна *4* в лоток очищенных ливневых вод *5*. Переливные окна обеспечивают отделение более осветленной части ливневой воды в резервуаре-ливнеспуске и сброс ее в реку при расчетных расходах, а также аварийный сброс для предотвращения переполнения резервуара ливневыми водами при выпадении дождей редкой повторяемости.

После прекращения ливня вода начинает течь вниз по уклону спирально выполненного лотка ливневых вод и постепенно разгружает резервуар-ливнеспуск от ливневых вод через тангенциально установленный отводящий трубопровод *6*. При малых расходах дождевого стока, при мойке улиц, "первые порции" стока отводятся от резервуара-ливнеспуска отводящим трубопроводом в канализацию. В регулирующем резервуаре-ливнеспуске выпадает осадок, который необходимо смывать или удалять. Лотки ливневых вод *3* и очищенных ливневых вод *5* имеют уклоны к дну резервуара-ливнеспуска в противоположных направлениях, что способствует полному смыванию и удалению выпавшего осадка. После перелива воды через окна эти условно "чистые" (осветленные) воды через тангенциально установленный трубопровод *7* сбрасываются в реку.

Отстойник-камера (рис. 7.5) обеспечивает очистку ливневых сточных вод путем процеживания их через решетку, установленную в

лотке спиральной формы. Отстойник предназначен для регулирования ливневого стока и предотвращения загрязнения водоемов сбрасываемыми сточными водами.

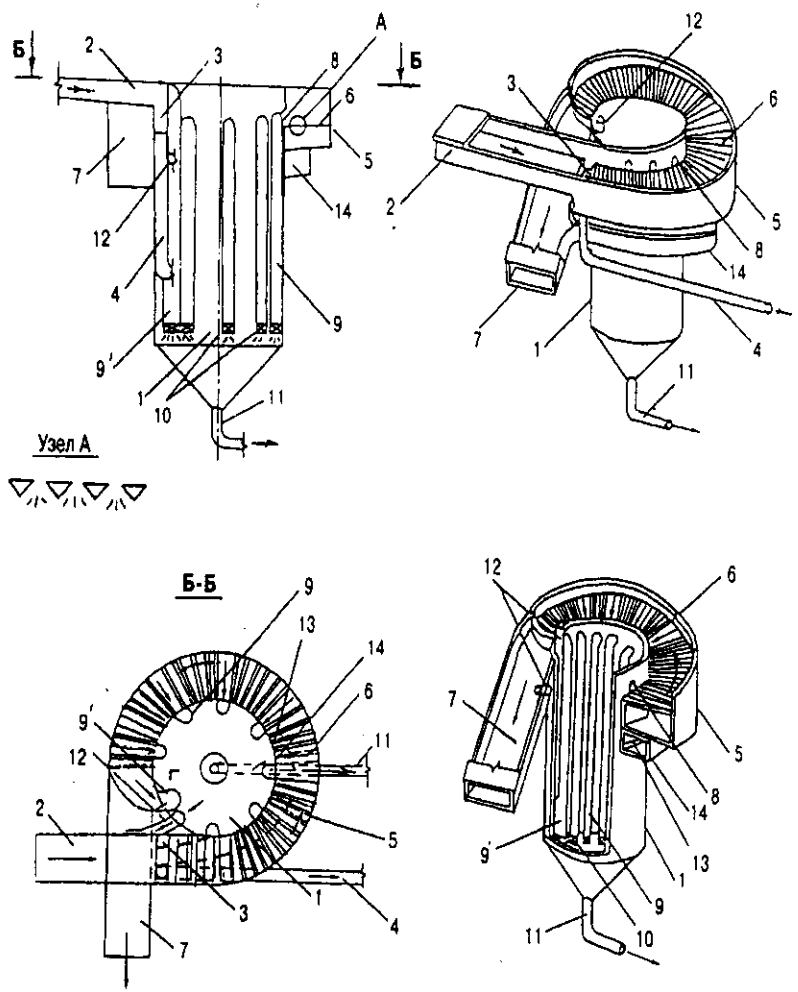


Рис. 7.5. Схема разделительной камеры, совмещенной с отстойником (отстойник – камера)

Принцип работы этой конструкции следующий. Через подводящий лоток *2* в вертикальную камеру *3* сразу после начала ливня поступает первая, наиболее загрязненная, часть дождевых вод. Из камеры вода

транспортируется водопроводом *4* на очистную станцию. При возрастании интенсивности дождя ливневые воды из подводящего лотка *2* поступают на лоток *5* спиральной формы. Следуя вдоль этого лотка, воды дополнительно процеживаются через решетку *6* и по лотку *7* отводятся в водоем. Осветление дождевого стока на пути его движения за счет отделения от него очищенной воды позволяет часть воды сбрасывать в водоем, что увеличивает полезный объем резервуара. Во избежание вертикального взмучивания у вогнутой части лотка *5* решетка имеет поперечный уклон в направлении емкости *1*, который обеспечивает перемещение наносов циркуляционными потоками не вверх, а вниз. Через входные отверстия *8* часть воды переливается в стояки *9* и транспортируется в регулирующую емкость *1*, а оставшаяся вода, двигаясь по решетке *6*, поступает в конечный стояк и затем в регулирующую осветляющую емкость *1*. Стояки *9* порционно, равномерно отводят ил в емкость *1*, обеспечивая постепенное удаление задержанных решеткой нерастворенных примесей, а также распределяют их по всей площади живого сечения, что повышает эффект осветления. На стояках установлены гасители скорости потока воды *10*, через которые ил поступает в нижнюю часть зоны осаждения емкости *1*. Осветленная вода в емкости *1* движется снизу вверх и через отверстие *13* переливается в сборный желоб *14*, а далее – в лоток *7*. Переливные отверстия *13* служат как для аварийного сброса, так и для удаления верхней, значительно осветленной части воды в водоем. С помощью сифона *12* отводится осветленная вода из средней части емкости *1*. Осадок ила скапливается в нижней конической части емкости, откуда периодически удаляется по трубопроводу *11*.

7.2. Регулирующие емкости

Расходы стока дождевых вод в сетях водоотведения обычно быстро нарастают, достигают максимума в моменты концентрации стока со всего бассейна, затем снижаются до полного прекращения стока. Продолжительность максимальных расходов невелика, поэтому целесообразен временный сброс пиковых расходов дождевого стока в емкости-резервуары, которые будут опорожняться после прекращения поступления стока. Таким путем может быть уменьшена необходимая пропускная способность, а, следовательно, размеры коллекторов и

других сооружений, расположенных за резервуарами.

Регулирование расходов в системах водоотведения позволяет уменьшить диаметры трубопроводов перед отводными коллекторами большой протяженности, понизить мощность насосных станций и очистных сооружений. Особенно очевидны преимущества регулирующих резервуаров перед очистными сооружениями, на которые целесообразно подавать мало изменяющийся по величине расход сточных вод. Это повышает эффективность работы сооружений, уменьшает их объем и стоимость. В городах США, Германии, Франции и других стран Европы существуют общесплавные системы канализации, в которых используются регулирующие емкости для приема части дождевого стока при переполнении транспортных коммуникаций канализации в периоды ливневых дождей. Основные схемы включения регулирующих емкостей в общую систему водоотведения приведены на рис. 7.6.

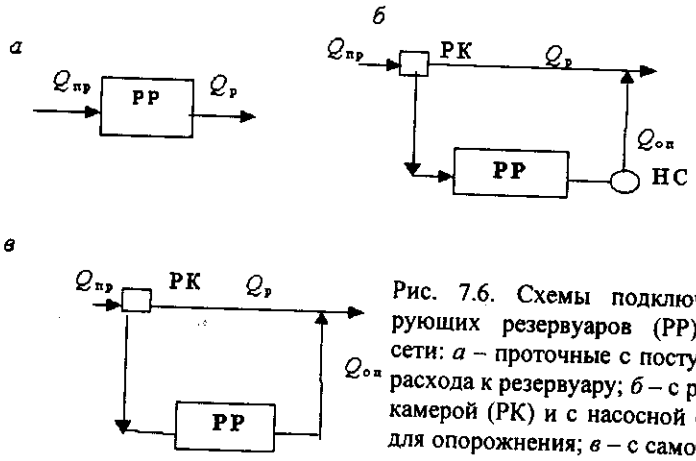


Рис. 7.6. Схемы подключения регулирующих резервуаров (РР) к дождевой сети: *а* – проточные с поступлением всего расхода к резервуару; *б* – с разделительной камерой (РК) и с насосной станцией (НС) для опорожнения; *в* – с самотечным трубопроводом для опорожнения

При подключении по схеме 7.6,*а* весь расход дождевых вод подводится к резервуару по трубе большого диаметра с одновременным отводом части расхода по трубе малого диаметра – опорожнением резервуара (рис. 7.7).

При поступлении воды через трубу *А* уровень воды в резервуаре постепенно повышается от минимальной величины, отвечающей отметке дна отводящей трубы *Б*. Пока расход, поступающий в резервуар,

не достигнет величины полной отводной способности трубы *Б*, вода в резервуаре не превысит уровня, соответствующего верху (шелыге) этой отводной трубы *Б*. При дальнейшем увеличении расхода трубы *А* излишек воды будет оставаться в резервуаре и заполнять его емкость. Потребный объем резервуара может быть выражен площадью верхней части кривой расходов, отсеченной линией, соответствующей отводной способности трубы *Б* (рис. 7.8, *а*).

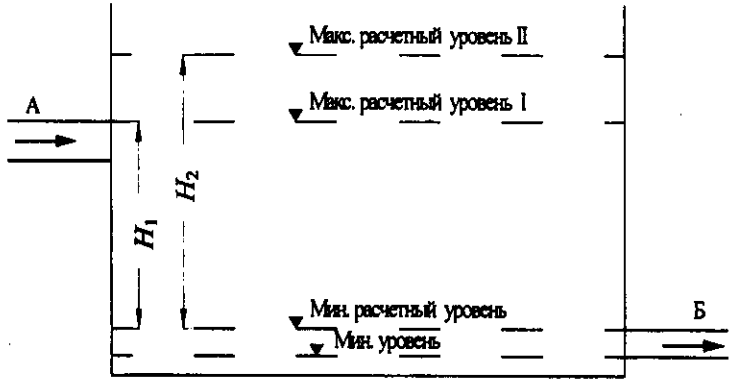


Рис. 7.7. Уровни воды в резервуаре

Емкость резервуара можно рассчитывать по расчетной глубине наполнения H_1 или H_2. Глубина H_1 берется в предположении безнапорного выпуска в резервуар. Если же возможен выпуск ниже максимального расчетного горизонта II, то при расчете объема следует принимать глубину H_2. Очевидно, что подводящая труба *А* в этом случае должна рассчитываться на напорный режим с отметкой пьезометрической линии в конце, равной максимальному уровню в резервуаре.

По схеме рис. 7.6, *б*, *в* на подводящем дождевом коллекторе устраиваются разделительные камеры, через которые часть дождевого стока направляется в регулирующие емкости (резервуары). Опорожнение резервуаров осуществляется через насосную станцию (схема *б*) или по трубе малого диаметра (схема *в*).

Объем регулирующих резервуаров можно определить исходя из уравнения водного баланса:

$$\Omega(z)\frac{dz}{dt} = Q_{пр}(t) - Q_{от}(t), \qquad (7.19)$$

где $\Omega(z)$ – площадь зеркала воды в резервуаре, задается как функция глубины воды в нем; z – глубина жидкости в резервуаре; $Q_{пр}(t)$ – расход сточных вод, притекающих к резервуару; $Q_{от}(t)$ – то же, вытекающих из резервуара.

При решении уравнения (7.19) в первую очередь необходима информация о притоке сточных вод в резервуар $Q_{пр}$ (причем $Q_{пр}$ изменяется от 0 до Q_{max}). Функция $Q_{от}$ задается в зависимости от сооружений на отводящем трубопроводе. Например, если вода из резервуара забирается насосом, то с достаточной точностью функцию $Q_{от}$ можно принять

$$Q_{от} = \text{const}. \qquad (7.20)$$

Если выпуск сточных вод из резервуара производится с помощью отводящего трубопровода меньшего диаметра, то

$$Q_{от} = \mu\omega_{от}\sqrt{2gH} = M\sqrt{2gH}\,, \qquad (7.21)$$

где μ – коэффициент расхода отводящего трубопровода площадью $\omega_{от}$; H – напор перед трубопроводом опорожнения.

Если резервуар вертикально-цилиндрический, то $\Omega(z) = \Omega_{рез} =$ = const, т.е. площадь зеркала воды не зависит от уровня.

Расчетные схемы для определения объемов регулирующих емкостей в соответствии со схемами их подключения при теоретическом гидрографе стока (площадь стока нарастает пропорционально продолжительности протока, и интенсивность дождя изменяется по формуле $q = A/t^n$) приведены на рис. 7.8.

Таким образом, для получения искомых размеров резервуаров нужно знать только гидрограф притока сточных вод к резервуару. Рабочая емкость резервуара определяется верхней частью гидрографа стока, ограниченной снизу линией, характеризующей расход $Q_{оч}$, идущий в обход резервуара.

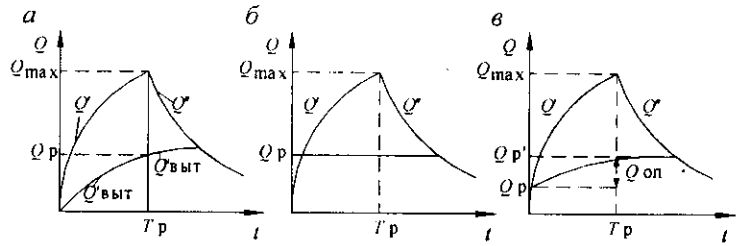


Рис. 7.8. Расчетные схемы для определения объемов регулирующих резервуаров:
а, б и *в* – для соответствующих схем на рис. 7.6

Отношение между $Q_{оч}$ и максимальным (расчетным) Q_{max} расходом называют коэффициентом регулирования α:

$$\alpha = Q_{оч}/Q_{max}\,. \qquad (7.22)$$

Анализ обобщенного графика выпадения осадков во времени (см. рис. 2.16) дает основание считать нарастание выпадения осадков (обеспеченностью 63 % или повторяемостью 1 раз в году) за время $T_д$ примерно постоянным, а гидрограф стока – трапецеидальным, ибо продолжительность дождя превышает время концентрации стока $(T_д > t_к)$.

Этот гидрограф описан формулами (2.71) – (2.73) и представлен на рис. 2.15. Площадь гидрографа стока, умноженная на площадь стока F (га) и на коэффициент суточного стока ψ, соответствует объему всей стекающей за время выпадения дождя воды. Этот объем при выпадении суточного слоя осадков $H_{сут}$ (мм) за время расчетного дождя соответствующей обеспеченности будет

$$W_{сут} = 10H_{сут}F\psi\,. \qquad (7.23)$$

Если на очистку направляется расход $Q_{оч}$, то при расходах $Q > Q_{оч}$ происходит заполнение регулирующей емкости, объем которой $W_{рег}$ должен быть равен площади верхней части гидрографа, отсеченной

линией с расходом $Q_{оч}$. Значение коэффициента объема емкости $\beta = W_{рег}/W_{сут}$, выраженного через суточный слой осадков, равно площади этой части гидрографа в относительных координатах (см. рис. 2.15), отсеченной снизу величиной α.

Величина β при постоянной интенсивности дождя, равной $q = H_{сут}/T_д$ выражается через коэффициент α:

$$\beta = (1 - \alpha\tau_к)(1 - \alpha), \tag{7.24}$$

где $\tau_к = t_к/T_д$.

При трапецеидальном гидрографе стока и постоянной интенсивности дождя, равной $q = A/T_д^n$, емкость регулирующего резервуара согласно [23] выражается формулой

$$W_{рег} = \left(\alpha^2/\tau_к^n - \alpha - \alpha/\tau_к + \tau_к^{n-1}\right)\cdot Q_{max}\cdot t_к. \tag{7.25}$$

Емкость резервуара будет максимальной при величине $\tau_к$, определяемой из уравнения

$$(1-n)\cdot\tau_к^{2n-1} - \alpha\cdot\tau_к^{n-1} + n\alpha^2 = 0. \tag{7.26}$$

В 2.7 рассмотрены гидрографы пяти типов дождей, которые характеризуют различный ход выпадения осадков, и с учетом вероятности того или иного типа описан обобщенный (типовой) гидрограф. При любом из этих гидрографов, построенных в безразмерных координатах (см. рис. 2.15 – 2.17), для каждого значения $\alpha = Q_{оч}/Q_{max}$ были определены значения β исходя из верхней части графика, отсеченной прямой с соответствующим значением α. На рис. 7.9 показана зависимость $\alpha = f(\beta)$ для всех рассмотренных и описанных формулами (2.54) – (2.91) типов дождей. Все кривые расположились довольно близко одна от другой и могут быть описаны уравнением

$$\alpha = 1 - \beta^m. \tag{7.27}$$

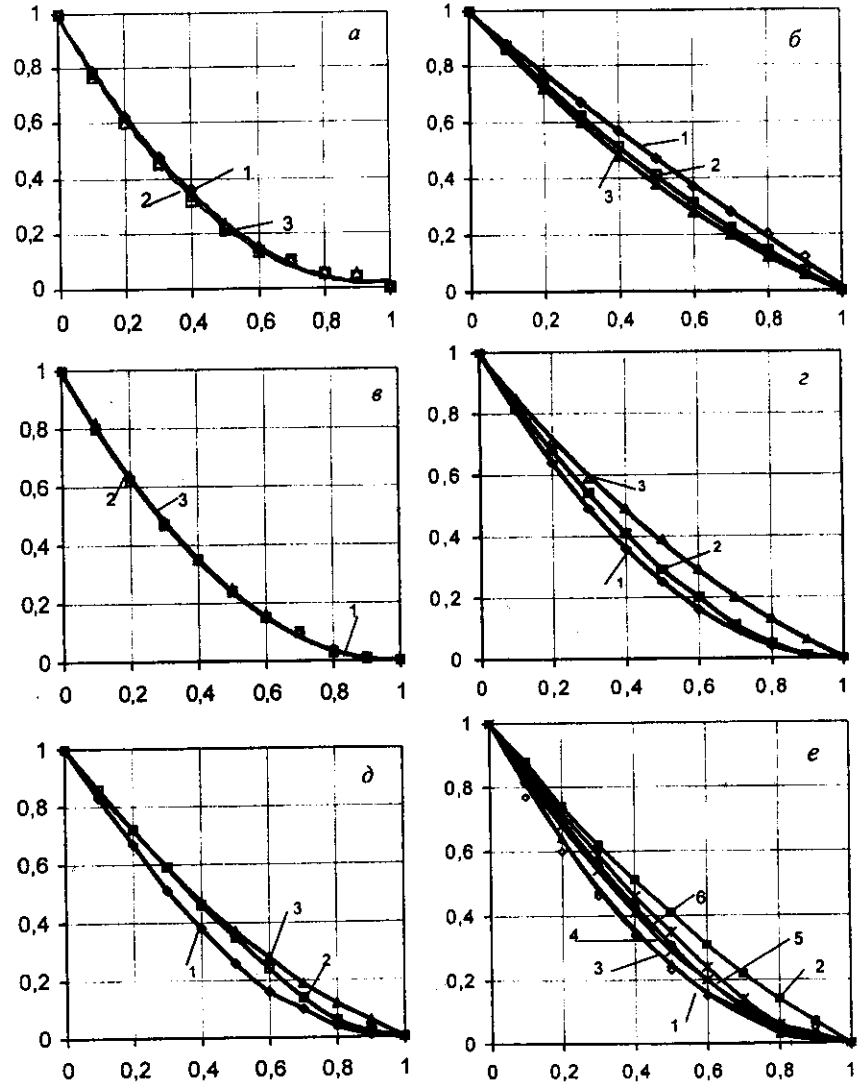


Рис. 7.9. Зависимость коэффициента регулирования α от коэффициента объема емкости β для различных типов дождей:
а – первого; *б* – второго; *в* – третьего; *г* – четвертого; *д* – пятого; *е* – для пяти дождей разных типов при $t_к/T = 0{,}4$ (кривые *1–5*) и для обобщенного гидрографа (кривая *6*); для зависимостей *а–д*: *1* – при $t_к/T = 0{,}2$; *2* – при $t_к/T = 0{,}4$; *3* – при $t_к/T = 0{,}5$

Значения показателя степени m при $\tau_к = 0{,}2; 0{,}4$ и $0{,}5$ соответственно равны для дождей:

I типа – 0,5; 0,45 и 0,47; II – 0,88; 0,76 и 0,70; III – 0,51; 0,49 и 0,49; IV – 0,50; 0,57 и 0,72; V – 0,53; 0,66 и 0,68. Для типового гидрографа в среднем можно принять $m = 0{,}6$.

Эта зависимость и может быть рекомендована для практического применения. В среднем значения коэффициента объема емкости β можно принять следующими:

α	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
β	0,75	0,62	0,52	0,42	0,34	0,26	0,19

Нередко за расчетный принимается дождь с максимальной интенсивностью в начале его выпадения и постепенно уменьшающейся по зависимости $q = A/t^n$. Тогда суммарное количество выпавшей воды в любой момент времени будет

$$h = qt = At^{1-n} = H_{сут} A_к t^{1-n}. \qquad (7.28)$$

Если считать, что за данный дождь выпадает суточный слой осадков $H_{сут}$ заданной обеспеченности, то его продолжительность $T_д$ оказывается постоянной для данной местности и может быть найдена по формуле

$$A_к T_д^{1-n} = 166{,}7. \qquad (7.29)$$

Например, при $A_к = 13{,}07$ и $n = 0{,}58$ имеем $T_д = 428$ мин, а при $A_к = 23{,}3$ и $n = 0{,}69$ – $T_д = 571$ мин.

Обычно продолжительность дождей в данной местности рекомендуется принимать по материалам гидрометеослужбы. Средняя продолжительность дождей в средней полосе ЕТР и Западной Сибири принимается 5–8 ч, в северных областях и на Дальнем Востоке – 9 – 10 ч, а в южных районах – 3–4 ч.

Гидрограф стока будет описываться в относительных координатах Q/Q_{max} и $\tau = t/T_д$ в этом случае тремя уравнениями:

при $\tau = t/T_д \le \tau_к$ $Q/Q_{max} = (t/t_к)^{1-n} = (\tau/\tau_к)^{1-n}$, (7.30)

при $1{,}0 \ge \tau > \tau_к$

$$Q/Q_{max} = (t/t_к)^{1-n} - (t/t_к - 1)^{1-n} = (\tau/\tau_к)^{1-n} - (\tau/\tau_к - 1)^{1-n}, \qquad (7.31)$$

при $1 + \tau_к > \tau > 1{,}0$ $\quad Q/Q_{max} = \left(\dfrac{1 + \tau_к - \tau}{\tau_к}\right) \cdot Q_{кон}/Q_{max}$. (7.32)

Здесь $Q_{кон}$ – расход стока в момент времени, когда дождь прекратился, но сток продолжается, определяемый из (7.31) при $\tau = 1{,}0$:

$$\alpha_{кон} = Q_{кон}/Q_{max} = \left(1 - (1 - \tau_к)^{1-n}\right) \Big/ \tau_к^{1-n}. \qquad (7.33)$$

Значения $\alpha_{кон}$ для разных показателей степени n и величин $\tau_к = 0{,}5$–$0{,}1$ приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Коэффициенты регулирования $\alpha_{кон}$, соответствующие расходу стока в конце выпадения дождя

$\tau_к$	Показатели степени n				
	0,5	0,55	0,6	0,67	0,7
0,05	0,12	0,09	0,07	0,05	0,04
0,1	0,17	0,13	0,11	0,08	0,06
0,2	0,23	0,2	0,16	0,12	0,1
0,33	0,32	0,27	0,23	0,18	0,16
0,5	0,41	0,37	0,32	0,26	0,23

Емкость регулирующего резервуара обычно определяют по формуле

$$W_{рег} = k_{рег} \cdot Q_{max} \cdot t_к, \qquad (7.34)$$

где $k_{рег}$ – коэффициент объема регулирующего резервуара, выраженного через максимальный расход.

В табл. 7.2 приведены значения $k_{рег}$ при различных значениях $\alpha \ge \alpha_{кон}$ и n.

Таблица 7.2

Значения коэффициента $k_{рег} = f(\alpha)$

α	Схема 7.6,*а*		Схема 7.6,*б*		Схема 7.6, *в* $\alpha_{оп} = 0{,}1$	
	$n = 0{,}5$	$n = 0{,}75$	$n = 0{,}5$	$n = 0{,}75$	$n = 0{,}5$	$n = 0{,}75$
0,1	1,38	0,99	2,47	0,97	1,07	0,75
0,2	0,96	0,77	1,16	0,70	0,74	0,63
0,3	0,69	0,66	0,62	0,54	0,51	0,48
0,4	0,54	0,57	0,45	0,42	0,36	0,38
0,5	0,44	0,50	0,29	0,31	0,23	0,28
0,6	0,35	0,43	0,13	0,24	0,14	0,20
0,7	0,28	0,37	0,10	0,13	0,08	0,12
0,8	0,21	0,31	0,04	0,06	0,03	0,05

При малых коэффициентах регулирования $(\alpha \le \alpha_{кон})$ коэффициент объема емкости β выражается в виде

$$\beta = W_{рег}/W_{сут} = 1{,}45 - 1{,}365/\sqrt{t} - 1{,}514\sqrt{\alpha}. \qquad (7.35)$$

Исследования условий опорожнения резервуаров по трубопроводам малого диаметра показали, что значения расходов опорожнения (вытекания) можно записать в таком виде:

при $t < t_к$ $\quad Q'_{выт}/Q_{max} = \alpha(t/t_к)^{1-n/2}$, (7.36)

при $t \ge t_к$ $\quad Q''_{выт}/Q_{max} = \alpha\sqrt{(t/t_к)^{2-n} - (t/t_к - 1)^{2-n}}$. (7.37)

Коэффициент регулирования опорожнения $\alpha_{оп}$ (для схемы *в*) показывает, какая часть наибольшего расхода, поступающего в резервуар, вытекает из него:

$$\alpha_{оп} = Q_{оп}/(Q_{max} - Q_р). \qquad (7.38)$$

Величиной $\alpha_{оп}$ обычно задаются и исходя из нее определяют $Q_{оп}$ и назначают диаметр трубопровода опорожнения. Расчетные расходы Q_{max} на подходе к разделительной камере (схемы *б* и *в*) или у резервуара (схема

а) следует определять без учета заполнения свободной емкости сети. При расчете разделительных камер (в схемах *б* и *в*) следует коэффициент разделения принимать равным коэффициенту регулирования $(k_{дел} = \alpha)$.

При выборе разделительных камер, через которые часть дождевых вод поступает в резервуары, предпочтение следует отдавать конструкциям, обеспечивающим отведение в обход резервуара постоянного расхода $Q_р = Q_{оч}$ в широком диапазоне изменения общего расхода дождевых вод перед камерой (от $Q_р$ до Q_{max}), т.е. тем конструкциям, у которых $k_{оч} = 0$ (см. рис. 7.2). Камеры с разделительной стенкой без отверстия здесь применять не следует, так как при больших значениях расхода весь поток будет перелетать через разделительную стенку и поступит в резервуар, что вызовет значительное увеличение потребного объема регулирующего резервуара. В случае применения разделительных камер с боковыми водосливами, где $k_{оч} > 0$, объем резервуаров следует определять по формуле

$$W_{рег} = Q_{max} t_к k_{рег}(1 - k_{оч}). \qquad (7.39)$$

В некоторых случаях для уменьшения объема резервуара допускается сброс части расхода в водоем. Здесь имеет место так называемое двойное регулирование. Расчетные схемы для этого случая приведены на рис. 7.10.

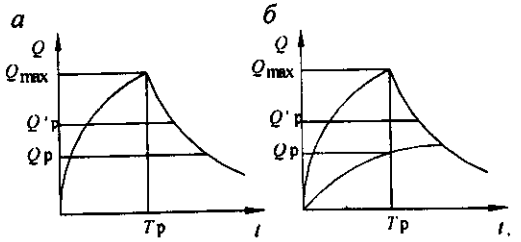


Рис. 7.10. Схемы определения объемов резервуаров при двойном регулировании:
а – для схемы с РК и НС; *б* – то же с проточным резервуаром

Объем резервуара при двойном регулировании определяется по формуле

$$W_{рег} = Q_{max} t_к (k_{рег} - k')(1 - k_{оч}). \qquad (7.40)$$

Здесь k' – коэффициент, который может приниматься по табл.7.2 при коэффициенте регулирования $\alpha' = Q'_р / Q_{max}$, где $Q_р$ – наибольший суммарный расход, поступающий в резервуар и в обход резервуара на очистку; в водоем сбрасывается расход $Q_{сбр} = Q_{max} - Q'_р$. Величина $k_{рег}$ также принимается по табл. 7.2 при $\alpha = Q_р / Q_{max}$.

7.3. Конструкции регулирующих резервуаров и их местоположение на коллекторе

При конструировании регулирующих резервуаров следует иметь в виду, что они будут заполняться дождевым стоком периодически, что в них происходит частичное осветление и выпадение взвеси. Регулирующие резервуары бывают открытого и закрытого типов. Открытые резервуары, или пруды, проще по конструкции и удобнее в эксплуатации, но их обычно устраивают за пределами жилой застройки. Закрытые резервуары, как правило, должны иметь надежную вентиляцию, устройства для смыва и удаления осадка.

В регулирующих резервуарах происходит частичное осветление дождевых вод и выпадение значительного количества взвешенных веществ. Особенно благоприятные условия для выпадения взвеси возникают, когда прекращается поступление стока в резервуары, а заполнение его объема близко к наибольшему расчетному. При большой площади резервуаров сбор и удаление осадка из них затруднены, особенно из резервуаров закрытого типа. При конструировании резервуаров в этих случаях требуются специальные технические решения. Для опорожнения резервуаров с помощью насосов прокладывают трубопроводы, по которым можно подавать воду для промывки резервуаров и взмучивания осадка. Целесообразно деление нижней части резервуаров на секции с трапецеидальной формой поперечного сечения и продольным уклоном лотков в направлении сборного приямка или опорожняющего трубопровода. За счет разного высотного положения лотков в секциях достигается последовательное включение в работу отдельных секций по мере увеличения расхода. При таких

решениях можно обеспечить гидравлическое транспортирование осадка в направлении приямка, над которым устраивается люк для удаления (извлечения) осадка с помощью насоса или грейфера. Во избежание переполнения резервуара при выпадении дождей большой интенсивности и продолжительности в верхней части резервуара можно запроектировать переливные трубопроводы и водосливы с полупогруженными досками для предотвращения выноса в водоем плавающих отбросов.

Очистку осадка открытых прудов-резервуаров удобно производить бульдозерами и погрузчиками. В этом случае при устройстве резервуаров нужно предусматривать специальные подъездные пути для работы техники. К настоящему моменту разработано множество конструкций резервуаров для накопления и регулирования поверхностных вод. На рис. 7.11 приведена одна из наиболее современных конструкций.

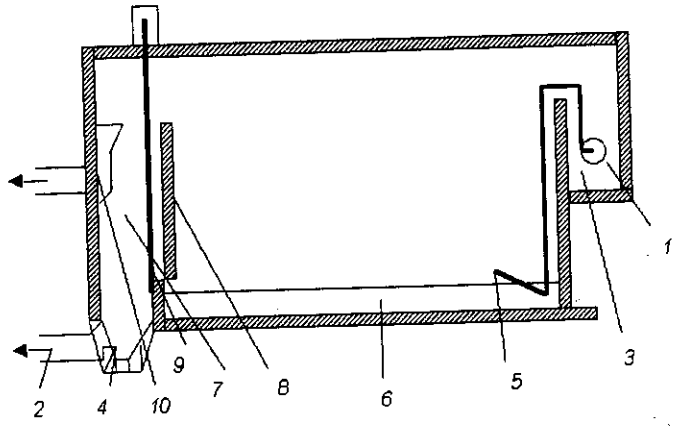


Рис. 7.11. Конструкция регулирующего резервуара:
1 – подающий трубопровод; *2* – трубопровод опорожнения; *3* – галерея задвижек; *4* – приямок трубопровода опорожнения; *5* – насадки; *6* – лотки опорожнения; *7* – канал опорожнения; *8* – поперечная перегородка; *9* – шиберы; *10* – аварийный сброс

Резервуар представляет собой железобетонную емкость с днищем в виде лотков, объединенных в секции опорожнения системой шиберов. Сточная вода подается к резервуару по трубопроводу *1*, который заходит

в галерею задвижек и через насадки *5* попадает в лотки опорожнения *6*. Эта система позволяет регулировать подачу поступающего в резервуар расхода с малым шагом. Опорожнение резервуара происходит самотеком через трубопроводы *2*, выходящие из приямков *4*, расположенных в сборном канале опорожнения *7*. При опорожнении резервуара с наполнением, превышающим высоту поперечной перегородки *8*, вода поступает в канал опорожнения через верх перегородки. При уменьшении глубины слоя воды в резервуаре до высоты секции опорожнения последовательно открываются шиберы опорожнения *9* и подается вода для смыва осадка в лотках опорожнения *6*.

Достоинствами конструкции являются плавное изменение расхода подаваемых в резервуар сточных вод и упрощенный процесс гидросмыва осадка в лотках опорожнения регулирующего резервуара, а также возможность использования данной конструкции в качестве регулирующего резервуара или аккумулирующей емкости.

Как видно из рис. 7.12, наибольших концентраций загрязнения будут достигать в первые 10–30 мин от начала дождя (что примерно совпадает с пиковой интенсивностью дождя). Причем концентрация взвешенных веществ будет максимальной в начальный период дождя, потом постепенно снижается, в конце дождя концентрации могут снова возрастать. Концентрация нефтепродуктов также максимальна в начальный период дождя, а потом постепенно снижается до малых значений и остается постоянной практически в течение всего периода выпадения дождя.

Большой диапазон колебаний наблюдается не только по концентрациям, но и по дисперсному составу частиц. Основное количество примесей (до 80 %) представлено мелкодисперсными частицами с гидравлической крупностью до 1,73 мм/с. Учитывая это обстоятельство, можно предположить, что усреднение концентраций перед очистными сооружениями позволит снизить количество подаваемых загрязнений и сократить нагрузку на сооружения. Поэтому для регулирования расхода поверхностного стока с селитебных территорий с точки зрения его последующей очистки целесообразнее использовать аккумулирующие резервуары, позволяющие одновременно усреднять расход стока, концентрацию загрязнений и очищать сток от основной массы нерастворимых примесей [38] .

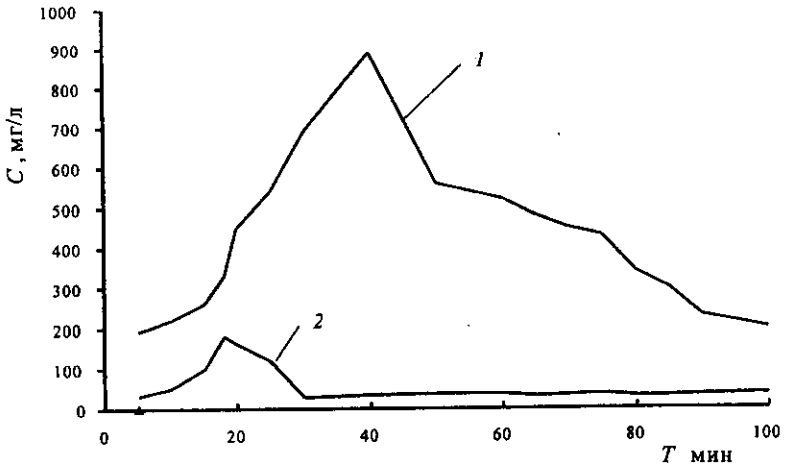


Рис. 7.12. Зависимости поступления загрязнений в дождевой сток от времени выпадения дождя:
1 – концентрация взвешенных веществ; *2* – концентрация нефтепродуктов

Конструкция такого резервуара приведена на рис. 7.13. Резервуар может быть прямоугольным или круглым в плане, из сборного железобетона. Количество и размер секций определяются в зависимости от необходимого объема регулирования и режимов работы резервуара. Сточная вода подводится к резервуару по коллектору *1* и попадает в распределительную камеру *3*, откуда часть воды, равная расчетному расходу очистных сооружений, поступает непосредственно на очистку по коллектору *2*. Когда расход воды в коллекторе *1* превышает этот расход, распределительная камера наполняется и при достижении определенного уровня начинают последовательно наполняться секции резервуара. При заполнении всех секций резервуара до отметки "Н" и дальнейшем увеличении расхода воды избыточное количество ее может отводиться через аварийный сброс *7*. При уменьшении расхода дождевых вод начинается опорожнение резервуара. Понижение уровня воды в распределительной камере *3* приводит к открытию окон *5*, вмонтированных в перегородки секций резервуара. Степень открытия окон зависит от перепада уровней в распределительной камере и секциях резервуара. Дно резервуара выполнено с уклоном в сторону отводной трубы *2* с таким расчетом, чтобы осадок сползал в распределительную

камеру и транспортировался сточной жидкостью на очистные сооружения.

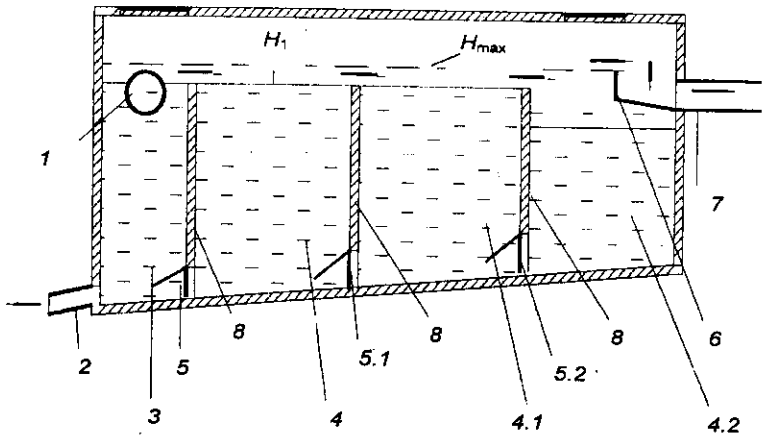


Рис. 7.13. Конструкция регулирующего резервуара:
1 – подводящий коллектор; *2* – отводящий коллектор; *3* – распределительная камера; *4* – секция регулирования; *5* – водопропускные окна; *6* – водосливной лоток аварийного сброса; *7* – аварийный сброс; *8* – вертикальные перегородки

Продолжительность аккумулирования и размеры резервуара отвечают условиям осветления воды. Время аккумулирования поверхностных сточных вод (и как следствие – объем аккумулирующего резервуара) будет в основном определяться требованиями к качеству очищенной воды, методами очистки и характеристиками исходной воды.

Конструкция резервуара (см. рис. 7.13) обладает рядом достоинств: он компактен; имеет относительно невысокую стоимость эксплуатации; обеспечивает возможность устройства нескольких ярусов (обычно не более 2–3); в зависимости от условий расположения, строительства и последующей эксплуатации можно использовать резервуары различной формы в плане, увеличить объем резервуара за счет подключения дополнительных секций, самостоятельного регулирования уровней воды в резервуаре и режимов работы (очередности и степени наполнения и опорожнения секций резервуара). Достаточно низкая стоимость эксплуатации объясняется отсутствием в данной конструкции большого количества запорно-регулирующей арматуры и механизмов для

сгребания и удаления осадков.

В СПбГАСУ разработана конструкция резервуара (рис. 7.14), который может выполнять одновременно функции регулирующей, аккумулирующей емкости и сооружения, служащего для частичной механической очистки дождевых вод.

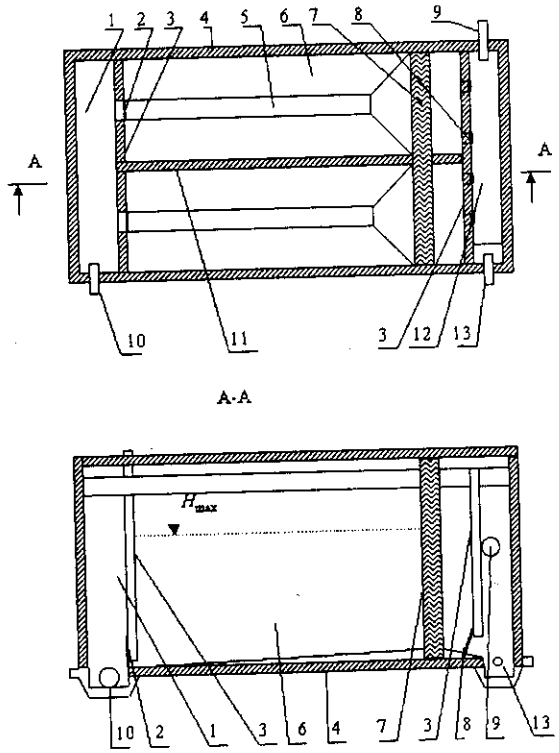


Рис. 7.14. Регулирующий резервуар:
1 – камера для сбора очищенной воды; *2*, *8* – шиберы; *3* – поперечные перегородки; *4* – резервуар; *5* – лоток; *6* – секция регулирования; *7* – вертикальная фильтрующая перегородка из пористого бетона; *9* – подводящий трубопровод; *10* – трубопровод опорожнения; *11*– продольная перегородка; *12* – приемная камера; *13* – отводящий трубопровод

Резервуар *1*, используемый в качестве регулирующей емкости, железобетонный, прямоугольный в плане, содержит приемную камеру *12*, исполняющую роль разделительной и оборудованную подводящим (*9*) и отводящим (*13*) трубопроводами. Дно камеры выполнено в форме лотка с уклоном в сторону отводящего трубопровода *13*. Поперечная вертикальная перегородка *3* отделяет приемную камеру от секций регулирования *6* и имеет в нижней части затворные клапаны и шиберы

8. Вторая поперечная вертикальная перегородка имеет в нижней части шиберы *2*, отделяющие секции регулирования *6* от камеры для сбора очищенной воды *1*. Секции регулирования разделены на два изолированных объема продольной вертикальной перегородкой *11*. Дно секции регулирования имеет лоток *5*, выполненный с уклоном в сторону камеры сбора очищенной воды. В начале секций регулирования установлена вертикальная фильтрующая перегородка *7* из пористого бетона, позволяющая частично очищать сточные воды, поступающие в секции регулирования. Камера сбора очищенной воды имеет трубопровод *10* для отведения очищенной воды. Дно камеры выполнено в виде лотка с уклоном в сторону трубопровода *10*.

Описанный выше резервуар работает следующим образом: в исходном состоянии все шиберы закрыты и резервуар готов к работе. Сточные воды с расходом $Q_р$ по трубопроводу *9* поступают в приемную камеру *12*, из которой часть стоков с расходом Q_0 отводится по трубопроводу *13* на очистные сооружения или в перехватывающий коллектор полураздельной канализации. При $Q_р$ меньше или равном пропускной способности трубопровода *13* $(Q_р < Q_0)$ весь сток отводится на очистные сооружения или в коллектор. Когда поступающий расход $Q_р$ начинает возрастать и становится больше Q_0 (пропускной способности трубопровода *13*), происходит постепенное заполнение разделительной камеры и под действием создавшегося напора начинает открываться подвижно закрепленный запорный клапан *8* (см. рис. 7.14), что обеспечивает доступ воды к фильтрующей перегородке *7*.

При постепенном повышении уровня воды начинается фильтрация воды через пористую основу перегородки *7* и постепенное заполнение водой секций регулирования *6*. При повышении уровня воды более H_{max} секции *6* полностью наполняются водой, и часть предварительно очищенной сточной воды переливается через перегородку *3* в камеру отведения очищенной воды *1* и отводится по трубопроводу *10*. Данный режим работы конструкции может считаться аварийным.

При уменьшении подаваемого расхода сточных вод, когда $(Q_р < Q_0)$, уровень воды в приемной камере *12* начинает понижаться, что обеспечивает плотное закрытие затворного клапана *8* под действием напора

воды со стороны фильтрующей перегородки *7*. Закрытием клапана *8* прекращается доступ воды в приемную камеру *12* и обеспечивается поддержание максимального уровня воды в секциях регулирования *6* и у фильтрующей перегородки *7*.

Когда расчетный расход будет мал, распределительная камера полностью опорожнится и при необходимости можно произвести промывку фильтрующей перегородки *7*. Для этого в перегородке *3* открывают шибер *8*, и вода начинает поступать из секций регулирования *6* через перегородку *7* в приемную камеру *12* и отводиться трубопроводом *13*. По окончании промывки шибер *8* закрывают и можно приступать к частичному или полному опорожнению секций регулирования *6*. Осветленная вода из секций регулирования *6* через открытый шибер *2* поступает в камеру сбора очищенной воды *1*, откуда отводится трубопроводом *10*.

Данное техническое решение позволяет избежать сброса неочищенных сточных вод при переполнении резервуара и снизить экологический ущерб, так как фильтрующие перегородки выполнены из пористого бетона, обеспечивающего частичную очистку поверхностного стока перед выпуском стоков в водоем.

Целесообразно, по мере возможности, сократить количество поверхностных стоков, поступающих на очистные сооружения по сети за счет установки регулирующей емкости по длине коллектора. Расчеты показывают, что минимальная стоимость канализационной сети обеспечивается при промежуточном регулировании расхода приблизительно с половины всей площади стока (при условии равномерного нарастания площади стока по длине коллектора). Наиболее выгодным, как правило, является расположение резервуара в середине водоотводящего коллектора.

В настоящее время разработана программа по регулированию канализационного стока городской системы канализации Москвы. На рис. 7.15 представлена канализационная система, состоящая из коллектора (канала), подводящего сточные воды к насосной станции, напорного водовода от насосной станции и регулирующей емкости, располагаемой по технологической цепочке после КНС. Основной функцией этого сооружения является прием сточных вод от напорных водоводов КНС в часы пик (когда величина расхода превышает среднее значение) с последующим самотечным опорожнением его в подводящий канал КНС или в транзитный самотечный коллектор.

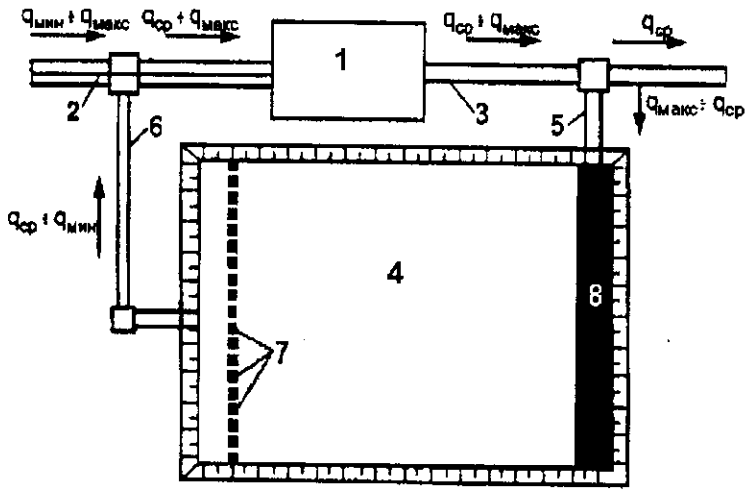


Рис. 7.15. Принципиальная схема канализационной системы Москвы с регулирующей емкостью:
1 – канализационная насосная станция перекачки сточных вод; *2* – подводящий канал; *3* – напорный водовод; *4* – регулирующая емкость; *5* – трубопровод, соединяющий напорный водовод от КНС с регулирующей емкостью; *6* – самотечный трубопровод опорожнения; *7* – фильтры-поглотители для очистки газовоздушной смеси; *8* – галерея задвижек

7.4. Оптимальные соотношения объемов регулирующих резервуаров и производительности очистных сооружений

Размещение регулирующих емкостей непосредственно перед очистными сооружениями позволяет обеспечить постоянство расходов и усреднение концентраций загрязнений в дождевых водах, изменяющихся в широких пределах во времени и пространстве. Для выбора наиболее целесообразной емкости регулирующих резервуаров и производительности очистных сооружений можно принять экономический критерий – приведенные затраты.

В общем виде задача оптимизации в таком случае может быть записана в виде

$$\min \Pi_c = \min \sum_{i=1}^{n} \Pi_i , \qquad (7.41)$$

где Π_c – приведенная стоимость всей системы регулирования и очистки; Π_i – приведенная стоимость i-го компонента системы; n – количество компонентов системы.

Приведенные затраты на очистные сооружения можно выразить через коэффициент регулирования α:

$$\Pi_{оч} / \Pi_{оч.max} = A\alpha + B , \qquad (7.42)$$

где $\Pi_{оч.max}$ – максимальная величина приведенных затрат при $\alpha = 1$; значения A и B зависят от количества ступеней фильтрации $m_{ст}$: при $m_{ст} = 1$ $A = 0{,}76$ и $B = 0{,}24$; при $m_{ст} = 2$ $A = 0{,}79$ и $B = 0{,}21$; при $m_{ст} = 3$ $A = 0{,}85$ и $B = 0{,}15$.

Приведенные затраты на строительство резервуара также выразим через коэффициент объема емкости β:

$$\Pi_{рез} / \Pi_{рез.max} = a\beta + c , \qquad (7.43)$$

где $\Pi_{рез.max}$ – максимальная величина приведенных затрат при $\beta = 1$; значения a и c зависят от количества секций в резервуаре $N_{сек}$: при $N_{сек} = 1$ $a = 0{,}84$ и $c = 0{,}16$; при $N_{сек} = 2$ $a = 0{,}8$ и $c = 0{,}2$; при $N_{сек} = 3$ $a = 0{,}73$ и $c = 0{,}27$; при $N_{сек} = 4$ $a = 0{,}7$ и $c = 0{,}3$; при $N_{сек} = 5$ $a = 0{,}67$ и $c = 0{,}33$.

Приведенную стоимость системы регулирующий резервуар – очистные сооружения представим в безразмерном виде через коэффициенты α и β:

$$\Pi^* = A\alpha + B + (a\beta + c)/k_{ст} . \qquad (7.44)$$

Здесь $\Pi^* = \Pi_c / \Pi_{оч.max}$, $k_{ст} = \Pi_{оч.max} / \Pi_{рез.max}$ – соотношение максимальных стоимостей очистных сооружений и регулирующего резер-

вуара.

Принимая во внимание зависимость (7.28), из условия $d\Pi^*/d\beta = 0$ находим оптимальные значения:

$$\beta_{опт} = \left(k_{ст} m A/a\right)^{1/(1-m)} = \left(k_{ст} 0{,}6A/a\right)^{2{,}5}, \qquad (7.45)$$

$$\alpha_{опт} = 1 - \left(k_{ст} m A/a\right)^{m/(1-m)} = 1 - \left(k_{ст} 0{,}6A/a\right)^{1{,}5}. \qquad (7.46)$$

Оптимальные значения коэффициентов α и β при $k_{ст} = 1$ приведены в табл. 7.3.

Таблица 7.3

Значения $\alpha_{опт}$ (в числителе) и $\beta_{опт}$ (в знаменателе), вычисленные по (7.45) и (7.46) при $k_{ст} = 1$

Число ступеней фильтрации $m_{ст}$	Количество секций в резервуаре $N_{сек}$				
	1	2	3	4	5
1,0	0,6/0,22	0,57/0,25	0,51/0,31	0,47/0,34	0,44/0,38
2,0	0,58/0,24	0,54/0,27	0,48/0,34	0,44/0,38	0,4/0,42
3,0	0,53/0,29	0,49/0,32	0,42/0,41	0,38/0,45	0,34/0,51

Коэффициенты $\beta_{опт}$ и $\alpha_{опт}$ существенно изменяются при увеличении значений $k_{ст}$. Так, при $k_{ст} = 1{,}2$ значения $\beta_{опт}$ и $(1 - \alpha_{опт})$ увеличиваются соответственно в 1,58 и 1,31 раза, а при $k_{ст} = 1{,}3$ – в 1,93 и 1,48 раза. При $k_{ст} = a/0{,}6A$ имеем $\beta_{опт} = 1$ и $\alpha_{опт} = 0$, что соответствует $k_{ст} = 1{,}84$ при $N_{сек} = m_{ст} = 1{,}0$ и $k_{ст} = 1{,}32$ при $N_{сек} = 5$ и $m_{ст} = 3$.

Таким образом, приведенный анализ показывает влияние различных факторов на выбор оптимальных параметров регулирующих резервуаров и очистных сооружений.

7.5. Перекачка поверхностного стока

Отведение дождевых вод обычно производится самотеком. Но в отдельных случаях, обусловленных топографическими особенностями территории, возникает необходимость перекачки поверхностных вод с устройством насосных станций. Это имеет место:

а) при удалении поверхностных и грунтовых вод с небольшой водосборной площади в пониженных местах (например, в транспортных тоннелях, подземных переходах, сооружениях и пр.);

б) на выпусках водосточных сетей с обвалованных территорий для защиты от временных затоплений при высоких уровнях воды в водоприемниках (реки) или для удаления поверхностных и грунтовых вод с обвалованных территорий, расположенных ниже постоянного горизонта воды в водохранилищах;

в) на городской территории, имеющей водоемы в повышенных местах;

г) при откачке воды из сети водостоков при плоском рельефе в сочетании с неблагоприятными грунтовыми условиями, что позволяет уменьшить глубину заложения сети водостоков, снизить ее строительную стоимость, улучшить эксплуатацию сети, придав ей большие уклоны.

В основном станции перекачки поверхностных вод мало отличаются от канализационных насосных станций. Особенностью насосных станций для перекачки дождевых вод является периодичность работы в теплое время года и бездействие в остальное время. При проектировании насосных станций нужно стремиться к наибольшей простоте конструкции. Для уменьшения размеров станции число рабочих агрегатов следует назначать не больше двух-трех с одним резервным агрегатом. Производительность насосов для откачки дождевых вод зависит от принятой емкости приемного резервуара станции. Целесообразно устраивать приемный резервуар большой емкости (уравнительный резервуар) для задержания во время ливня части воды и последующего равномерного ее сброса после дождя. Приемный резервуар при насосной станции в некоторых случаях может быть рассчитан с учетом емкости собственной сети, так как при больших диаметрах и малых уклонах дождевой сети она сама до некоторой степени может служить запасной регулирующей емкостью, в которой накапливаются излишки дождевых вод. Для экономичности можно рассмотреть возможность использования в качестве регулирующих емкостей оврагов, котловин, прудов и других водоемов в зоне зеленых насаждений. При использовании существующих водоемов под регулирующие емкости устраиваются обводные коллекторы для пропуска малых расходов в обход водоема.

Для перекачки сточных загрязненных жидкостей с $pH = 6 - 8{,}5$,

плотностью до 1050 кг/м³, с содержанием абразивных частиц размером до 5 мм не более 1 % по объему применяются центробежные насосы типа СД и свободновихревые типа СДС. Горизонтальные насосы СД изготавливают с подачей до 2500 м³/ч; насосы с подачей свыше 2500 м³/ч изготавливают в вертикальном исполнении (типа СДВ). Для сточных вод малой мощности используют вертикальные насосы с подачей 80–160 м³/ч марок СДВ 80/18 и СДВ 160/45. Кроме насосов СДВ, выпускают насосы аналогичного назначения марки СДП 16/25.

В последнее время получили распространение погружные насосы. Для загрязненных жидкостей, в том числе сточных вод, выпускаются погружные насосы типа ЦМК, а также погружные моноблочные центробежные электронасосы типа ГНОМ с подачей 10–400 м³/ч при напорах 10–40 м. Насосы типа ГНОМ способны перекачивать жидкость плотностью до 1250 кг/м³ при содержании твердых механических примесей размером до 5 мм до 10 % по массе. Насосы ЦМК и ГНОМ можно устанавливать непосредственно в приемных камерах, резервуарах сточных вод и т.п. без специальных насосных станций. Насосы типа ГНОМ имеют марки ГНОМ 10-10, ГНОМ 16-16, ГНОМ 25-20, ГНОМ 40-25, ГНОМ 53-10.

Фирма "Флюгт" выпускает большой ряд типоразмеров погружных насосов типа С, предназначенных для перекачки коммунально-бытовых сточных вод и ливневой воды, а также осадка на станциях очистки сточных вод. Они широко применяются во многих областях промышленности для перекачки технологической воды и сточных вод, а также агрессивных и коррозионных сред.

Насосы типа С можно установить в небольших подземных насосных станциях. Существует 3 способа их установки: 1 – стационарная мокрая установка, когда напорный патрубок прикреплен к полу колодца и к нему автоматически подсоединяется насос при опускании его по направляющим и также автоматически отсоединяется при подъеме вверх; 2 – передвижное исполнение, когда насос устанавливается на основании и шланг крепится к корпусу, что позволяет переносить его на различные рабочие площадки; 3 – стационарная сухая установка, когда насос устанавливается рядом с колодцем на основании с внутренними трубопроводами. На рис. 7.16 приведена область применения насосов типа С.

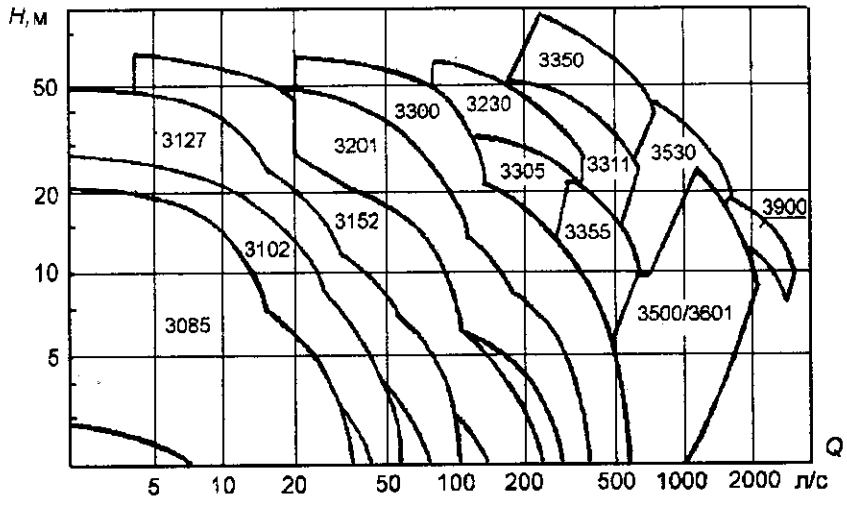


Рис. 7.16. Область применения насосов "Флюгт" типа С

Финская фирма "Сарлин" – производитель погружных насосов для сточных вод – является изготовителем комплектных канализационных насосных станций. На рис. 7.17 приведена область применения насосов "Сарлин". Применение погружных насосов для перекачки сточных вод позволяет существенно уменьшить размеры насосных станций, а следовательно, снизить их стоимость.

В зависимости от глубины заложения трубопроводов и гидрогеологических условий станции перекачки можно устраивать с установкой агрегата ниже уровня воды в приемном резервуаре (под залив) или выше этого уровня. В последнем случае наряду с основными агрегатами устанавливают вакуум-насосы. Станции перекачки устраивают как прямоугольной, так и круглой формы в плане (последнюю принимают обычно при опускном способе работ). При наличии грунтовых вод подземную часть станции защищают гидроизоляцией на высоту, превышающую уровень воды на 0,5 м.

Насосные станции проектируют как постоянно действующие сооружения с автоматическим включением насосов при соответствующем заполнении регулирующей емкости. Оборудование для автоматизации станции следует располагать в надземных помещениях, в которых легче обеспечить благоприятные эксплуатационные условия.

Для откачки расчетного расхода обычно устанавливают несколько однотипных насосов, включаемых последовательно по мере надобности, что дает возможность регулярно проводить профилактические ремонты.

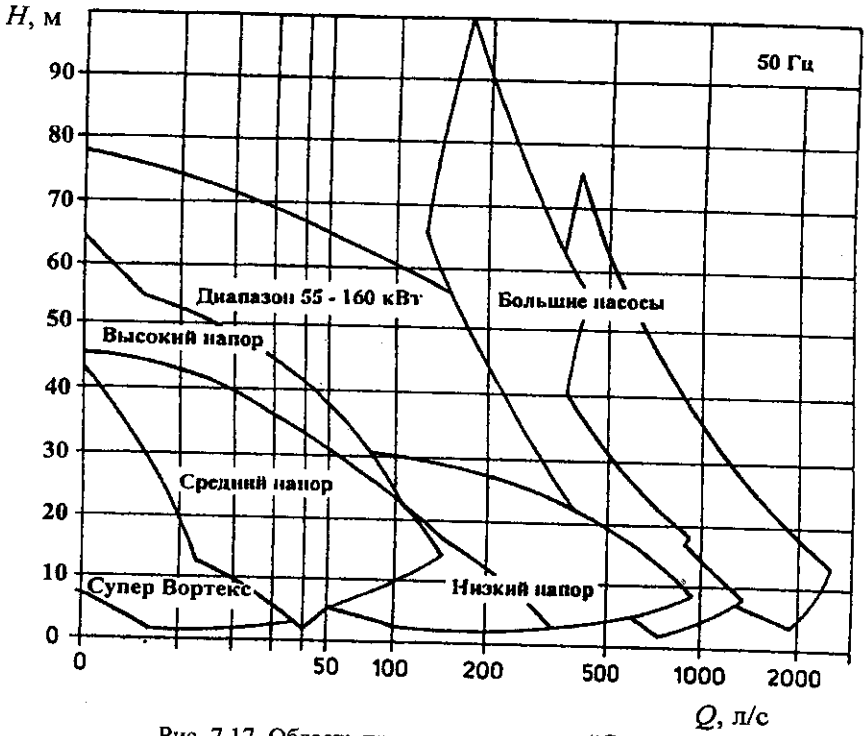


Рис. 7.17. Область применения насосов "Сарлин"

Во избежание попадания в насосы крупных и тяжелых (песок) загрязнений желательна установка решеток с прозорами 40–60 мм и простейших песколовок. При значительном (по объему) уравнительном резервуаре он будет являться и своего рода песколовкой, периодически очищаемой от осадков.

Широкое применение в зарубежной практике получили шнековые насосы. Они отличаются простотой и устойчивым коэффициентом полезного действия при колебаниях притока в широких пределах. К преимуществам шнековых насосов относятся также: необязательность установки перед насосами решеток, прочность и простота конструкции, небольшой износ из-за низких чисел оборотов (20–50 об/мин), незначительные затраты на строительство насосных станций и их небольшое заглубление (практически не глубже лотка подводящего коллектора), простота обслуживания и автоматизации. Область применения шнековых насосов ограничивается высотой подъема воды 6–8 м. Подпор воды в верхнем канале недопустим, должен быть обеспечен свободный излив воды. Производительность шнековых насосов зависит от их диаметра.

Диаметр шнека, мм...	560	750	900	1000	1200	1500	1800	2000
Производительность, л/с...	50	100	150	200	300	500	800	1000

При необходимости подъема на большую высоту устраивают двухступенчатые станции. Обычно насосы устанавливают под углом $30-37°$. Включение и отключение насосов осуществляется в зависимости от уровня воды в приемном резервуаре или подводящем канале. Количество перекачиваемых дождевых вод может быть определено исходя из общего количества выпавших за летнее время осадков со средним годовым коэффициентом стока $\psi_{год}$.

Напорные трубопроводы выполняют из чугунных, стальных или железобетонных труб. Для промыва труб напорные линии должны иметь выпуск в приемный резервуар, в обычное время закрытый задвижкой. Гидравлический расчет напорных трубопроводов при движении по ним сточных вод (и дюкеров) состоит в выборе экономичных диаметров и определении потерь напора в них.

Напорные трубопроводы рассчитывают на полное заполнение по предельным расходам $Q_{пр}$, которые могут быть приняты по данным табл. 7.4. Для каждого диаметра при определенных условиях строительства и эксплуатации, характеризуемых экономическим фактором Э, существует "предельный" расход, при котором он оказывается экономически равноценным следующему диаметру по сортаменту.

При современных стоимости строительства и тарифах на электроэнергию можно принимать средние значения для Сибири, Урала $Э = 0{,}5$; для центральных и западных районов европейской части СССР $Э = 0{,}75$; для южных районов $Э = 1{,}0$. При значениях Э, отличающихся от 1,0, для выбора диаметра труб по данным табл. 7.4, соответствующим $Э = 1{,}0$, приближенное значение приведенного расхода будет

$$Q_{прив} = Q\sqrt[3]{Э_ф}, \qquad (7.47)$$

где Q – расход транспортируемой воды; $Э_ф$ – экономический фактор, выражаемый зависимостью $Э_ф = m\beta_c/(\alpha b)$.

Таблица 7.4

Предельные расходы (л/с) при Э = 1,0, m = 5,33 и n = 2,0

D, мм	$Q_{пр}$			D, мм	$Q_{пр}$		
	α = 1,4	α = 1,6	α = 1,95		α = 1,4	α = 1,6	α = 1,95
150	19	16,9	13,8	800	647	640	624
200	34	30,8	26,9	900	840	834	826
250	53,7	49,4	42,5	1000	1108	1110	1120
300	78,5	73,1	64,2	1100	1360	1360	1395
350	109	102	91,1	1200	1770	1805	1860
400	145	137	124	1400	2300	2350	2445
450	186	177	163	1500	2665	2750	2885
500	234	224	208	1600	3260	3370	3590
550	288	277	260	1800	3960	4120	4430
600	343	333	314	2000	5250	5500	6000
700	485	474	456	2200	6710	7120	7850

Значения параметров m, β_c, α, b характеризуют гидравлический уклон ($i = kQ^n/Q^m$) – для квадратичной области гидравлического сопротивления m =5, 33; n =2, и стоимость строительства ($C = b_0 + bD^\alpha$). Параметры b_0 и b зависят от типа трубопровода (материала, толщины стенок, класса труб) и определяются исходя из сметной стоимости строительства в конкретных условиях для трубопроводов разных диаметров D. При этом значения показателя степени α можно принимать: для стальных трубопроводов – 1,4; для чугунных – 1,6; для асбестоцементных – 1,95; для железобетонных – 2,4.

Параметр β_c вычисляется по формуле

$$\beta_c = 86 \cdot 10^3 \cdot \sigma\gamma_э k/\left[\eta\left(R + T^{-1}\right)\right], \qquad (7.48)$$

где σ – стоимость электроэнергии, р./кВт.ч; $\gamma_э$ – коэффициент неравномерности расходования энергии; η – КПД насосных агрегатов; T – срок окупаемости; R – сумма амортизационных отчислений.

Для подсчета потерь напора по длине могут быть использованы расчетные формулы Дарси и Шези, графики, таблицы и составленные по ним монограммы. Общие потери напора в трубопроводе складываются из линейных и местных потерь:

$$H_{полн} = h_{дл} + \sum h_м. \qquad (7.49)$$

В свою очередь линейные потери напора вычисляются по формуле

$$h_{дл} = I \cdot l, \qquad (7.50)$$

где I – гидравлический уклон; l – длина трубопровода, м.

Сумма местных потерь включает

$$\sum h_м = h_{кол} + h_{отв} + h_{задв} + \ldots + h_n, \qquad (7.51)$$

где $h_{кол}, h_{отв}, h_{задв}, \ldots, h_n$ – соответственно потери напора в колене, отводе, задвижке и т.д.

Потери напора в отдельных местных сопротивлениях вычисляются по формуле Вейсбаха $h_м = \zeta_м v^2/2g$, а коэффициент сопротивлений $\zeta_м$ принимается по справочным данным. Принимать экономические скорости менее незаиляющих не следует.

Глава 8. ХАРАКТЕРИСТИКА ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

8.1. Содержание примесей в поверхностном стоке

Дождевой сток с городских водосборов содержит большое количество загрязняющих веществ, начиная с тех, которые осаждаются из воздуха, и кончая загрязнениями со свалок и из промышленных зон. В число известных источников загрязнения входят фекалии животных, садовые удобрения, продукты эрозии почв, автомобильные масла и резина от шин, разлагающиеся массы растительного происхождения и т.п.

В дождевых осадках содержатся значительные количества сульфатов, нитратов и нерастворимых примесей, характеризующихся количеством взвешенных веществ. Происходит подкисление атмосферных осадков выхлопными газами автомашин и дымом промпредприятий.

При формировании сток смывает и выносит примеси, находящиеся на водосборной поверхности. Осадки сорбируют загрязнения из атмосферы. Качественная характеристика поверхностного стока определяется продолжительностью предшествующего сухого периода, длительностью и интенсивностью выпадения осадков, санитарным состоянием территории, а также степенью загрязненности атмосферы.

С градостроительной точки зрения качество стока определяется плотностью населения и промышленным потенциалом города, интенсивностью движения транспорта, степенью благоустройства и гидрогеологическими характеристиками территории.

Суммарное количество примесей, вносимых поверхностным стоком в водные объекты с городских территорий, составляет 8–15% от соответствующих показателей бытовых вод, формирующихся на той же площади. При значительных расходах стока доля выноса поверхностных примесей превышает 30%.

Представление о возможных численных значениях среднегодовых расчетных концентраций поверхностного стока дают обобщенные данные (табл. 8.1) результатов исследований СПбГАСУ в Санкт-Петербурге в 1993–1994 гг. При этом воды, образующиеся при зимних оттепелях и при выпадении смешанных осадков, по загрязненности приравниваются к дождевым.

Таблица 8.1

Ориентировочные среднегодовые концентрации дождевого и талого стоков, инфильтрационных вод (современная застройка с малой транспортной нагрузкой), мг/л

Показатели загрязнений	Дождевые воды	Талые воды	Инфильтрационные воды
Взвешенные вещества	300 – 600	600 – 1200	30 – 50
ХПК	90–120	150–200	40–60
$БПК_2$	40–80	70–150	25–40
$БПК_5$	20–30	40–60	8–12
Азот аммонийный (N)	8–10	18–20	5–7
Фосфаты (P)	0,5–0,8	1,2–1,8	0,4–0,5
Нефтепродукты	7–12	10–15	2–4
Железо общее: Пушкин – Павловск Сестрорецкий район	 3–10 2–5	 – –	 1–3 1–2

Загрязненность территорий, прилегающих к промышленным предприятиям, более высокая, и расчетные концентрации поверхностного и дренажного стока здесь соответственно выше значений, приведенных в табл. 8.1, по взвешенным веществам и нефтепродуктам – в 1,8–2 раза, по ХПК, БПК – в 1,4–1,5 раза, по азоту аммонийному, фосфатам – в 1,3–1,4 раза. В поверхностном стоке с таких территорий, кроме перечисленных загрязнений, могут присутствовать соли тяжелых металлов (табл. 8.2).

Следует отметить, что для подземных вод региона характерно содержание соединений железа, марганца и аммония естественного происхождения, что обуславливает их присутствие как в дренажных водах, так и в поверхностном стоке.

Характерными загрязнителями для поверхностного стока являются взвешенные вещества. Около 80 % по весу взвешенных веществ имеют размер частиц менее 0,05 мм, из них около 15 % – частицы размером до 0,005 мм. Образующийся при оттаивании дождевого стока осадок характеризуется высокой зольностью (70 – 80 %); влажность его после 2 ч уплотнения колеблется в пределах 90 – 95 %.

Органические вещества в поверхностном стоке содержатся в растворенном и нерастворенном состоянии. На долю суспензионных примесей приходится около 90 % общего количества окисляющихся веществ, присутствующих в поверхностном стоке.

Таблица 8.2

Ориентировочные среднегодовые концентрации поверхностного стока и инфильтрационных вод по солям тяжелых металлов для территорий, прилегающих к промышленным предприятиям, и со значительной транспортной нагрузкой, мг/л

Показатели загрязнений	Дождевые воды	Талые воды (весенние)	Инфильтрационные воды
Алюминий	1–3	1,3–4,0	0,4–0,6
Марганец	0,3–0,5	0,35–0,55	0,4–0,7
Цинк	0,25–0,3	0,3–0,4	0,25–0,4
Никель	0,007–0,009	0,01–0,012	0,004–0,006
Свинец	0,05–0,07	0,06–0,08	0,06–0,12
Хром общий	0,006–0,012	0,008–0,015	0,006–0,01
Медь	0,03–0,04	0,04–0,05	0,015–0,02

Химическое потребление кислорода взвесями поверхностного стока составляет 0,3–0,5 мг/мг. Скорость окисления органических веществ в поверхностном стоке несколько ниже, чем в хозяйственно-бытовых сточных водах. Полное биохимическое окисление достигается через 25–30 сут. Соотношение $БПК_{полн}/БПК_5$ в среднем составляет 2,5–3. Содержание нефтепродуктов зависит в основном от интенсивности движения транспорта.

Кроме перечисленных загрязнений в поверхностном стоке могут содержаться биогенные элементы, специфические примеси, выбрасываемые в атмосферу промышленными предприятиями, и бактериальные загрязнения. В связи с выбросами в атмосферу двуокиси серы (серного ангидрида) и окислов серы происходит выпадение кислых дождей с показателем кислотности $pH \leq 4,5$. В умеренных и высоких широтах такие дожди причиняют растительности существенный ущерб.

С поверхностным стоком значительное количество загрязняющих веществ вносится в водные объекты, вызывая их загрязнение и заиление. Донные отложения, формирующиеся в водоемах в дождливую погоду, нарушают жизнедеятельность микроорганизмов и отрицательно сказываются на биоценозе и процессах самоочищения. Поэтому необходима оценка различных мер, принимаемых для обеспечения нормативных санитарных условий водных объектов.

Источниками загрязнения поверхностного стока взвешенными веществами являются пыль, аэрозоли, компоненты топлива и атмосферных промышленных выбросов, продукты разрушения дорожных

покрытий и эрозии почвы, бытовой мусор, растительные остатки и т.п. Дождь захватывает из воздуха 12–20 мг/л твердых частиц. Около 14 мг/л аэрозолей и компонентов промышленных выбросов содержится в стоке с крыш здания. Продукты разрушения дорожных покрытий составляют 40–50 г/м^2 в год, что соответствует концентрации 15–30 мг/л. Взвешенные вещества, образующиеся главным образом из продуктов эрозии почвы газонов и открытых грунтовых покрытий, определяют в основном минеральный состав твердой фазы стока. Загрязненность дождевых и талых вод зависит от санитарного состояния территорий (качества уборки дворов, улиц), интенсивности движения и технического состояния транспорта и др.

По данным Федерации по контролю загрязнения вод США, в среднем в городах в период от предшествующего до последующего дождя на 1км улицы с твердым покрытием накапливается: сухого вещества – 395 кг ($БПК_5$ – 3,8 кг), органических веществ (в пересчете на фосфор) – 0,28 кг, нитратов (в пересчете на азот) – 0,028 кг. В прил. 10 дано удельное количество крупной и мелкодисперсной пыли, выпадающей в результате технологических выбросов и ветровых наносов почвы на поверхность грунта и покрытий в сутки по территории металлургического завода. В прил. 11 приведен состав примесей дождевых вод по данным Федерации по контролю загрязнений вод США и материалам семинара Мюнхенского университета Германии.

Чрезвычайная нестабильность поверхностного стока и специфичность образования обуславливают сложность изучения его состава. Проведенные до настоящего времени экспериментальные исследования не позволяют с достаточной полнотой характеризовать качественный состав поверхностного стока, особенно образующегося на территориях промышленных предприятий. Несмотря на это, по имеющимся данным можно оценить его состав и обосновать схему очистки.

8.2. Методика оценки характеристик поверхностного стока

Для получения точных и достоверных данных о составе дождевого стока выбирают колодец, не имеющий боковых притоков, поворотов, перепадов, строительных дефектов в сопряжении труб и лотка. На выходном отверстии подводящей трубы измеряют наполнение лотка, расход потока и отбирают пропорциональную пробу, например, при

помощи перистальтического насоса (насоса постоянного расхода). Пробу направляют в общий сосуд (интегральная проба) либо в индивидуальный сосуд (дифференциальная проба). В момент измерения следует убедиться в отсутствии отложений и принять меры по их ликвидации в случае обнаружения. Отбор проб производится емкостным пробоотборником, погруженным под уровень воды в лотке. После погружения емкость сообщается с атмосферой, из нее выходит воздух, и она заполняется водой. Нежелателен захват проб воды с поверхности (например, плавающей нефти) и осадка со дна лотка. Объем сосуда выбирают исходя из общего объема разовых проб, количества отборов, а также диаметра трубы (рис. 8.1).

Диаметр трубки *6* для отбора рекомендуется назначать не менее 4–5 мм, а отверстия в наконечнике *7* – не менее 2 мм. Информация по выборочным пробоотборам представляет качественную характеристику бассейна водосбора. Для получения средних многолетних данных о количественной характеристике загрязнений поверхностного стока необходимо каждый год проводить лабораторный контроль.

Контроль по одному параметру – составу сточных вод (без привязки к расходу воды и характеру выпадения дождя) – не дает возможности составить точную характеристику сброса загрязнений. Например, при треугольном гидрографе стока (рис. 8.2, *а*) изменение состава описывается плавным уменьшением загрязнений во времени (рис. 8.2, *б*), и величина мгновенного сброса высчитывается как произведение расхода q_i на величину концентрации C_i, т.е. $G_i = q_i \cdot C_i$ (ее изменение во времени показано на рис. 8.2, *в*).

Максимальная концентрация загрязнений в начале дождя не характеризует сброс в целом, так же как и концентрация загрязнений в конце дождя. По графикам *а* и *б* трудно оценить средний за период дождя сброс загрязнений. Суммируя мгновенные сбросы G_i, составляют интегральный график сброса загрязнений.

Общее количество загрязнений в сбросе G составит

$$G = \sum_{i=1}^{n} G_i = \sum_{i=1}^{n} q_i \cdot C_i \cdot t_i. \qquad (8.1)$$

Средняя величина сброса $G_{ср}$ будет равна

$$G_{ср} = G/t_{ст}, \qquad (8.2)$$

где $t_{ст}$ – продолжительность стока.

Условная средняя квадратичная концентрация загрязнений в сбросе

$$C_{ср} = G/Q_{ст} = \sum_{i=1}^{n} q_i \cdot C_i \cdot t_i \quad \sum_{i=1}^{n} q_i \cdot t_i. \qquad (8.3)$$

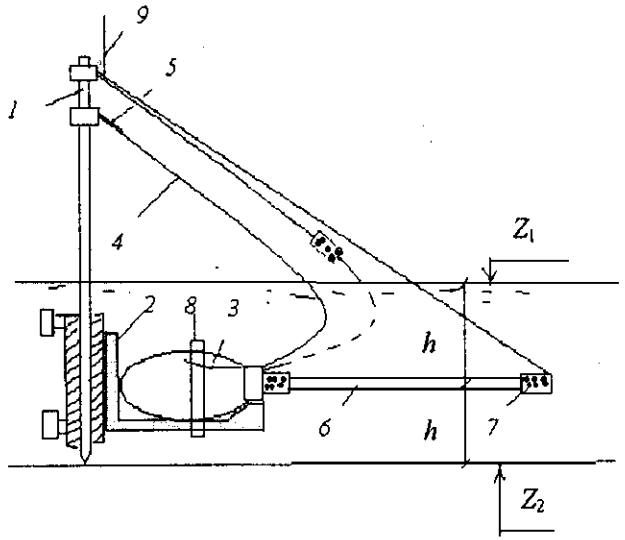


Рис. 8.1. Схема устройства пробоотборника:
1 – стойка; *2* – каретка для установки сосуда; *3* – сосуд для проб; *4* – воздухоотводная трубка; *5* – наконечник с калиброванным отверстием; *6* – трубка для отбора проб; *7* – наконечник; *8* – хомут для крепления сосуда; *9* – трос для подъема наконечника

В дождевые сети, как правило, поступает инфильтрационный (дренажный) сток, величина которого незначительно изменяется в течение суток. Определить продолжительность стока $t_{ст}$ и объем дождевого стока $Q_{ст}$ в этих случаях весьма затруднительно. Обычно начало и конец стока на канализационном коллекторе оценивают по увеличению либо снижению расхода сточных вод. Установить начало процесса дождевого стока по коллектору довольно сложно, поэтому его

следует принимать при увеличении расхода на 15–20 % по отношению к постоянно поступающим дренажным водам. Еще сложнее установить окончание этого процесса, поскольку сток с больших площадей бассейна водосбора происходит весьма долго. Поэтому $t_{ст}$ и $Q_{ст}$ следует измерять только за период интенсивного стока. Для этого на интегральном графике сброса загрязнений проводится прямая линия, характеризующая интенсивность притока загрязнений. Такая линия охватывает 85–90 % массы загрязнений, отсекая участки начала и окончания стока, характеризующиеся относительно слабым поступлением загрязнений. Эта линия (по возможности) описывает условно-равномерное поступление загрязнений и позволяет определить продолжительность протока по сети основной массы загрязнений t_0. Если точки условного начала стока t_1 и его окончания t_2 перенести на график (см. рис. 8.2, *в*) дифференциальной функции сброса, то прямая линия будет характеризовать равномерный сброс, эквивалентный вышеуказанной массе загрязнений. Полученная величина среднего сброса позволяет с точностью до 10–15 % определить величину средней концентрации стока:

$$C_{ср} = G_{ср} / Q_{t_1 - t_2}.$$

Таким образом вычисляется (в первом приближении) средняя концентрация загрязнений за период протока по коллектору основной части дождевого стока. Средняя концентрация в интегральной пропорциональной пробе будет отражать именно эту величину. Разовые пробы, отобранные в произвольные отрезки времени и не привязанные к началу, середине или окончанию стока, не могут быть приняты в качестве характерных. Параметры разовых проб (расход сточных вод, концентрация загрязнений) являются накопительным информационным материалом.

Для оценки полученной анализом концентрации того или иного вида загрязнений необходимо учесть координаты времени от начала и конца стока, междождевой период (продолжительность накопления загрязнений на поверхности бассейна стока за предшествующий период сухой погоды) и отличие данного дождя от расчетного. Расчетный дождь при определении ПДС и ВСС является предельным дождем, как правило, с повторяемостью 10–20 раз в году.

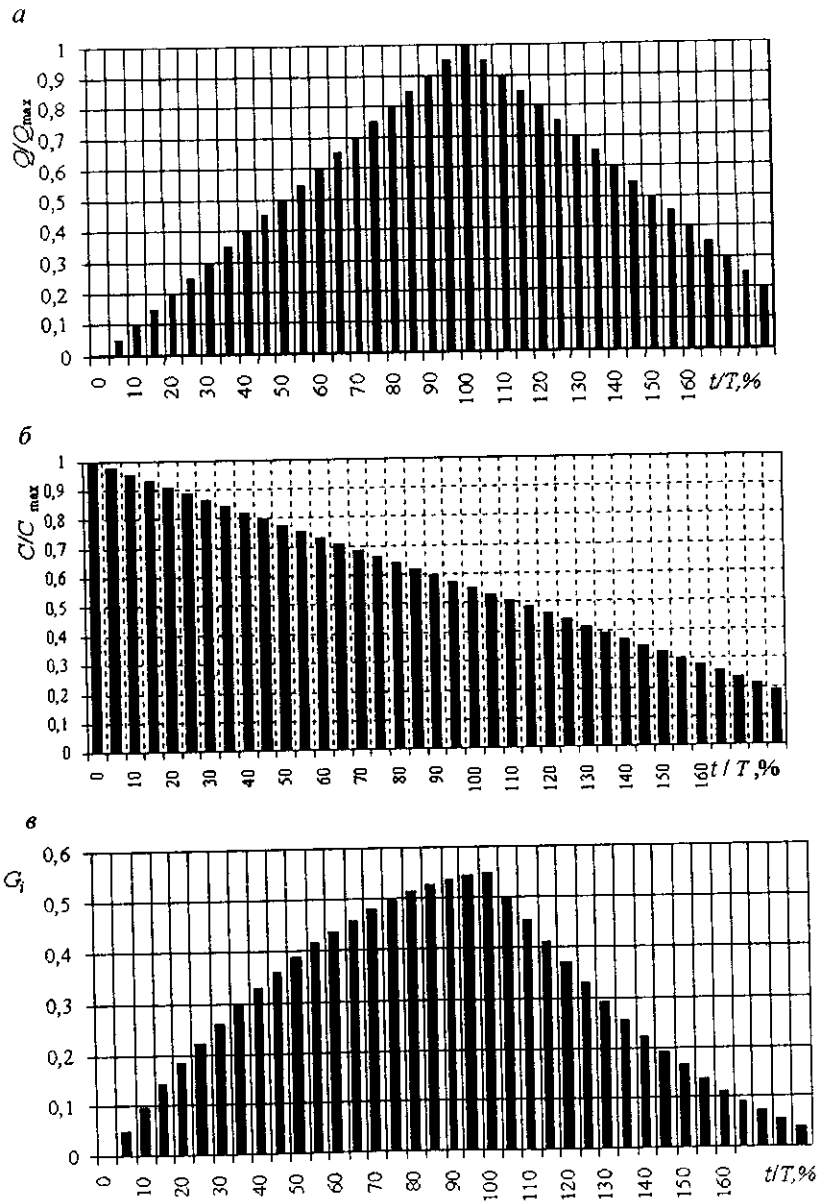


Рис. 8.2. Относительные гидрограф (*а*), полютограф (*б*) и количество загрязнений (*в*) по ходу дождя

8.3. Состав и свойства поверхностных стоков

8.3.1. Поверхностный сток с городских территорий

Характерными загрязнителями поверхностного стока являются взвешенные вещества. По гранулометрическому составу взвесь характеризуется преобладанием мелкодисперсных частиц. При механической уборке городских территорий удаляются в основном крупные фракции. Мелких частиц в уличном смете обычно не более 20 %. В стоке содержится значительное количество частиц с гидравлической крупностью более 0,2 мм/с. Частицы с гидравлической крупностью более 0,2–0,4 мм/с составляют около 40 % от общего количества взвеси. При отстаивании они выпадают в осадок в течение первых 15–20 мин. Основное число частиц имеют малую гидравлическую крупность. При отстаивании в течение 30 мин эффект осветления составляет 50 %, а при 2-часовом отстаивании – не превышает 70 %. После 6-суточного отстаивания в пробе остается 50–150 мг/л взвеси.

Гранулометрический состав и показатели гравитационного осаждения взвешенных веществ представлены в прил. 12. Для взвесей в стоке поверхностных вод характерно значительное содержание органических веществ. Летучая часть твердой фазы стока составляет 20–30 %, зольность осадка – 70–80 % при влажности 89–96 % после уплотнения в течение 0,5–2 ч. Около 60 % потребности кислорода определяется содержанием осевших аэрозолей и продуктов неполного сгорания топлива; 40 % – содержанием нефтепродуктов, растительных остатков и некоторых веществ почв. Растворенные органические соединения составляют до 25 % от общего количества растворенных веществ, что соответствует в среднем концентрации 300 мг/л.

При отстаивании проб поверхностного стока наблюдается также снижение $БПК_5$. В течение 1,5–2 ч потребность в кислороде снижается на 35–75 %. Соотношение $БПК_5$ во взболтанной, отстоянной и фильтрованной пробах составляет 1,1–3,1. При отношении $БПК_{20} / БПК_5 = 2,2–3$ полная величина БПК достигается через 25–30 сут. В профильтрованных пробах к началу нитрификации (13 сут) окислительные процессы заканчиваются и $БПК_{13}$ составляет 90 % $БПК_{полн}$.

Перманганатная окисляемость, по данным ЦНИИ КИВР, составляет 30–130 мг/л, по данным ЛНИИ АКХ, – 200–300 мг/л. Соответственно бихроматная окисляемость составляет 52–175 и 400–750 мг/л.

Зарубежные исследования показывают в среднем перманганатную окисляемость 150–180 мг/л и бихроматную – 300–350 мг/л.

Содержание в дождевых водах биогенных солей азота и фосфора составляет соответственно 5–6 мг/л и 0,7–1,2 мг/л; хлоридов – 25 – 30 мг/л. По сравнению с бытовыми водами дождевой сток менее жесткий. Около 50% общего азота присутствует в аммонийной форме, 30 % – в составе органических соединений и 20 % – в виде нитратов и нитритов.

Концентрация нефтепродуктов в дождевом стоке около 20 – 25 мг/л при общем диапазоне изменения этого показателя 7–100 мг/л. Коли-титр городского поверхностного стока обычно на 2–3 порядка выше показателя бытовых сточных вод. По числу бактерий кишечной группы в единице объема отдельные пробы дождевых вод соответствуют бытовым стокам. Атмосферные воды обычно имеют коли-титр 0,1–0,000001. В целом по составу микрофлоры сток атмосферных вод аналогичен среднезагрязненной почве.

Для оценки влияния плотности населения, степени благоустройства селитебных территорий и интенсивности движения автотранспорта на качественный состав поверхностного стока были проведены экспериментальные исследования четырех характерных для Москвы водосборных бассейнов. Первый бассейн представлял собой район в центральной части города со сложившейся застройкой, высокой степенью благоустройства и умеренной интенсивностью движения транспорта. Территория второго бассейна – новый благоустроенный район жилой застройки со средней интенсивностью движения автотранспорта. Третий бассейн располагался в районе с преобладанием промышленных и складских территорий с интенсивным движением транспорта. Современные автомагистрали представляли собой четвертый исследуемый бассейн.

Концентрация взвешенных веществ в дождевом стоке у дождеприемников колеблется от десятков миллиграммов в литре до 6000 мг/л в первом бассейне, 2300 – во втором, 10000 – в третьем и 20000 мг/л – в четвертом. По содержанию нефтепродуктов пределы колебаний составляют от 0,25–2 мг/л до 42 – в первом бассейне, 20 – во втором, 30 – в третьем и 87,5 мг/л – в четвертом. Анализ полученных данных показывает, что на содержание взвешенных веществ основное влияние оказывают интенсивность дождя и продолжительность Кроме

междождевого периода. На загрязненность дождевого стока нефтепродуктами сильно влияет интенсивность движения транспорта. Значения концентраций загрязнений поверхностного стока, полученные для Москвы, идентичны и для Санкт-Петербурга. На основании этих исследований рекомендованы (табл. 8.3) расчетные концентрации взвешенных веществ и нефтепродуктов в дождевом и талом стоке для районов с различной степенью благоустройства.

Таблица 8.3

Концентрация загрязняющих веществ дождевого и талого стоков, мг/л

Характеристика водосборного бассейна	Дождевой сток		Талый сток	
	Взвешенные вещества	Нефтепродукты	Взвешенные вещества	Нефтепродукты
Жилые районы с административными, торговыми, медицинскими, учебными и другими центрами: современная застройка	400–600	7–12	1300–1600	10–12
старая, не реконструированная застройка	700–100	10–15	1500–1700	12–15
Территории, прилегающие к промышленным предприятиям	800–1200	12–20	2000–2500	12–20
Транспортные магистрали с интенсивным движением и промзоны	800–1400	15–20	2500–3000	23–30

Концентрация органических веществ, выраженных $БПК_{20}$, в дождевом стоке колеблется от 40 до 90 мг/л, а в талом – от 70 до 150 мг/л. По величине $БПК_{20}$ талый сток с транспортных магистралей и с территорий, прилегающих к промышленным предприятиям, сопоставим с городскими сточными водами. Поливомоечные воды характеризуются средними концентрациями взвешенных веществ 600–1000 мг/л и нефтепродуктов – 10–15 мг/л для территорий жилых районов, а для территорий, прилегающих к промышленным предприятиям и транспортным магистралям с интенсивным движением транспорта, – соответственно 800–1500 и 20–30 мг/л.

Кроме перечисленных компонентов в дождевом стоке присутствует, как правило, некоторое количество биогенных элементов (соединений азота – до 5–6 и фосфора – до 1 мг/л) и бактериальных загрязнений (коли-титр находится в пределах 10^{-1}–10^{-6}).

В табл. 8.4 приведена более подробная характеристика дождевого стока ряда городов страны. Из этих данных видно, что дождевой сток, кроме нерастворенных и растворенных органических примесей, содержит значительное количество минеральных растворенных компонентов. Солесодержание дождевого стока – от 20 до 900 мг/л. Из катионов в этом стоке присутствуют кальций, магний, кремний, натрий и калий, из анионов – в основном сульфаты и хлориды, щелочность воды колеблется от 2 до 9 мг-экв./л, а общая жесткость – в пределах 2,5–13 мг-экв./л.

Таблица 8.4

Характеристики дождевого стока с территорий городов

Показатель	Москва	Волгоград	Астрахань	Санкт-Петербург
pH	7,0–8,0	7,4–8,2	8,6–9,4	7,1–8,0
Щелочность, мг-экв./л	7,5–8,7	–	3–4	–
Запах	–	–	Нефти	–
Взвешенные вещества, мг/л	65–245	1500–1600	215–281	50–1170
Сухой остаток, мг/л	1088–1935	254–446	–	260–518
Прокаленный остаток, мг/л	314–879	–	42,2–138,6	135–260
ХПК, мг/л	15,3–21,6	200–280	57,6–195,0	50 – 446
$БПК_5$, мг/л	–	70–75	–	22–108,0
Нефтепродукты, мг/л	12–17,5	2,5–3,0	95–197	0,7–168
Жесткость общая, мг-экв./л	7,5–8,7	–	–	–
Сульфаты, мг/л	–	–	195–212	–
Хлориды, мг/л	51–190	–	323–451	33,0–130,0

При проектировании дождевой канализации городов в ряде случаев удобно пользоваться величинами удельного выноса примесей дождевым стоком. Так как концентрация загрязнений дождевого стока, а следовательно, и количество выносимых примесей зависят от многих

факторов, ряд исследователей дают различные показатели величин удельного выноса загрязнений дождевым стоком.

На рис. 8.3 приведена зависимость количества выносимых с 1 га загрязнений от величины слоя осадков и продолжительности предшествующего периода сухой погоды в сутках, полученная Ю. П. Беличенко.

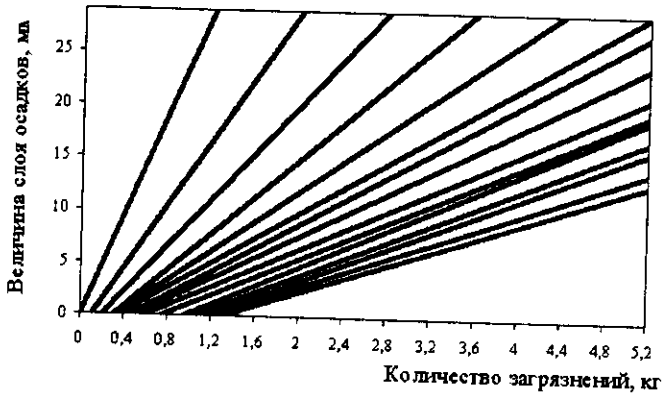


Рис. 8.3. Зависимость количества (кг) выносимых с 1 га загрязнений от слоя осадков (мм) и продолжительности периода сухой погоды (сут)

Удельный вынос примесей с дождевым стоком с городских селитебных территорий при плотности населения 100 человек на 1 га ВНИИВО рекомендует принимать следующим (вынос в кг на 1 га в год): взвешенные вещества – 2500; ХПК – 1000; $БПК_{20}$ – 140; нефтепродукты – 25; соединения азота – 6; фосфора – 1,5 и минеральных солей – 400. При расчетах для малых и средних городов со старой малоэтажной застройкой и недостаточным уровнем благоустройства удельный вынос взвешенных веществ следует увеличить на 20 %.

8.3.2. Особенности состава поверхностного стока с промышленных площадок

Физико-химический состав поверхностного стока с территорий промпредприятий определяется характером основных технологических процессов, а их концентрация и удельный вынос зависят от санитарного и технического состояния, режима уборки территории, организации

складирования и транспортирования сырья и т.п. Поверхностный сток машиностроительных и авторемонтных предприятий существенно загрязнен нефтепродуктами и маслами: концентрация нефтепродуктов может достигать 200 мг/л, взвешенных веществ – 300–500 мг/л. В стоках мясокомбината содержание жиров может достигать 200 мг/л, а $БПК_{20}$ – 300 мг/л. Для предприятий по производству белково-витаминных концентратов характерно присутствие дрожжей, белков и углеводов.

В зависимости от физико-химического состава поверхностного стока промышленные предприятия рекомендовано разделить на две группы. К первой группе относятся предприятия, в поверхностном стоке которых содержатся в основном грубодиспергированные примеси, нефтепродукты и органические соединения, сорбированные главным образом на взвешенных веществах. К этой группе относятся предприятия черной металлургии (за исключением коксохимических производств), машиностроительной, электротехнической, угольной, нефтяной, энергетики, автотранспортные предприятия, речные порты, ремонтные заводы, а также отдельные производства нефтеперерабатывающей, нефтехимической и химической промышленности, на территории которых не попадают специфические загрязнения.

Ко второй группе относятся предприятия цветной металлургии, коксохимической, химической, лесохимической, целлюлозно-бумажной и микробиологической промышленности, мясокомбинаты, шпалопропиточные заводы и т.д., на которых в поверхностный сток поступают специфические вещества. Средние концентрации основных примесей в стоке дождевых вод на предприятиях первой группы могут быть приняты:

- по взвешенным веществам – 500–2000 мг/л;
- по нефтепродуктам – 30–70 мг/л для предприятий с интенсивным движением транспорта и 10–300 мг/л – для остальных;
- по ХПК – 100–150 мг/л и по БПК – 20–30 мг/л в пересчете на растворенные примеси; с учетом диспергированных примесей эти показатели увеличиваются в 2–3 раза;
- по общему солесодержанию – в основном 0,2–0,5 г/л, на содовых и серных предприятиях – 0,5–3 г/л.

Содержание специфических примесей определяется характером производства. Поверхностный сток предприятий цветной металлургии может содержать различные тяжелые металлы (медь – до 100 мг/л,

цинк – до 15 мг/л, кадмий – до 40 мг/л, алюминий – до 5 мг/л, титан – до 3 мг/л, свинец – до 3 мг/л и др.), мышьяк – до 75 мг/л, фтор – до 200 мг/л и другие примеси.

В поверхностных сточных водах с территорий предприятий медеплавильной промышленности содержатся примеси тяжелых металлов, в том числе меди – до 60 мг/л, железа – до 70 мг/л, цинка – до 55 мг/л.

В поверхностном стоке коксохимических заводов присутствуют фенолы - до 3 мг/л, роданиды – до 5 мг/л, аммиак – до 20 мг/л, масла и смолы – до 200 мг/л. В стоке предприятий нефтехимии присутствуют поверхностно-активные вещества, продукты органического синтеза, могут быть тяжелые металлы.

В зависимости от характера производства их концентрации могут существенно различаться. В стоке заводов фосфорных удобрений в значительных концентрациях могут присутствовать соединения азота – до 200 мг/л (в пересчете на NH_4), фосфора – до 100 мг/л (в пересчете на P_2O_5), фтора – до 10 мг/л.

Сток лесохимических производств отличается высокими значениями ХПК (700–1400 мг/л), БПК (150–400 мг/л), в нем могут присутствовать смолы – до 300 мг/л, фенолы – до 30 мг/л, терпинсол – до 3 мг/л, скипидар – до 5 мг/л. В прил. 13–16 приведены данные о физико-химическом составе поверхностного стока с территорий предприятий угольных шахт, металлургических производств, нефтехимического завода.

8.3.3. Динамика изменения загрязненности поверхностного стока

Загрязненность дождевого стока изменяется в течение одного дождя и различна в одно и то же время у дождеприемников и в разных точках дождевой сети. Загрязненность дождевых вод складывается из двух составляющих: основной загрязненности, определяемой смыванием накопленных на поверхности загрязнений, и фоновой, возникающей из-за размыва (эрозии) самих поверхностей.

В течение времени $T_{сух}$, предшествующего выпадению осадка, происходит накопление загрязнений на поверхности водосбора. Количество этих загрязнений зависит от уровня благоустройства

территории, ее санитарного состояния, интенсивности транспортной нагрузки, степени загрязненности атмосферы осаждающимися частицами. Для каждой конкретной территории можно выявить максимальную (предельную) загрязненность, ибо часть загрязнений регулярно удаляется при сухой уборке и мойке улиц, а также уносится ветром. Количество загрязнений (кг), накопленных за время T на единице площади (га), увеличивается по экспоненциальной зависимости

$$M = M_{max} \cdot \left(1 - e^{-k_з T}\right), \qquad (8.4)$$

где M_{max} – максимально возможное количество накапливаемых загрязнений, кг/га; $k_з$ – коэффициент динамики накопления загрязнений, 1/сут; T – продолжительность периода без стока, сут.

По исследованиям ЛИСИ, значения M_{max} и $k_з$ для взвешенных веществ можно принимать:

- для районов современной застройки с высокой степенью благоустройства и малой транспортной нагрузкой M_{max} = 10–20 кг/га, $k_з$ = = 0,4–0,5;
- для административно-торговых центров с высокой транспортной нагрузкой M_{max} = 100–140 кг/га, $k_з$ = 0,3–0,4;
- для промышленных районов и зон, прилегающих к крупным магистралям, M_{max} = 200–250 кг/га, $k_з$ = 0,2–0,3.

Количество смываемых загрязнений $M_{см}$ зависит от продолжительности выпадения t и средней интенсивности q дождя и может быть выражено в виде

$$M_{см} = M_{нач} \cdot \left(1 - e^{-k_с q t}\right), \qquad (8.5)$$

где $k_с$ – константа смыва, зависящая от характеристики бассейна водосбора, равная 0,003–0,008; меньшие значения $k_с$ соответствуют менее загрязненным территориям и равнинному рельефу.

Концентрация взвешенных веществ в стоках, поступающих в момент времени t в дождеприемники, будет складываться из основной загрязненности $K_{осн}$, обусловленной смыванием накопленных загрязнений M и фоновой $K_ф$, обусловленной размыванием водонепро-

ницаемых поверхностей. Фоновая загрязненность стока во многом определяется состоянием дорожных покрытий и бордюров, отделяющих проезжую часть от газонов и грунтовых поверхностей, их высотным расположением, уклоном поверхности, а также зависит от интенсивности дождей.

В первом приближении фоновую концентрацию (мг/л) можно выразить в виде

$$K_{ф} = a + b \cdot q, \tag{8.6}$$

где a = 30–280, b = 2,2–2,3 при хорошем состоянии дорожных покрытий бассейна водосбора; a = 800–1300, b = 8,1–10,8 при среднем их состоянии; a = 1500–2000, b = 13–14 при неудовлетворительном их состоянии.

Концентрация взвешенных веществ в стоках, формирующихся на территории соответствующих водосборов, существенно зависит от уклона местности I и может быть принята

$$K_{осн1}/K_{осн2} = (I_1 \ I_2)^{0,7}, \tag{8.7}$$

где I_1 и I_2 – уклоны бассейнов водосбора.

Концентрация взвешенных веществ в дождевом стоке у дождеприемников (г/м^3) составит

$$K_{вв} = 1000 \cdot M_{см} \cdot F/W_{д}, \tag{8.8}$$

где $W_{д}$ – объем дождевого стока с площади F за время выпадения осадков t, определяется по величине слоя осадков или интегрированием гидрографа стока.

Концентрация загрязнений в талом стоке меньше изменяется во времени, чем в дождевых водах, и ее можно с некоторым приближением принимать постоянной в течение периода снеготаяния.

При движении по канализационным сетям загрязненность дождевого стока значительно изменяется. Это обусловлено неустановившимся характером движения в трубах дождевых вод, большими изменениями расходов и скоростей. В начальный период стока при малых расходах и скоростях течения воды часть загрязнений, поступивших в канализационную сеть через дождеприемники, выпадает в осадок, что приводит

к уменьшению загрязненности дождевых вод. При увеличении расходов и скоростей течения возможно размывание и транспортирование по трубам ранее выпавших в осадок загрязнений, в том числе осевших частиц от предыдущего дождя.

Размер или зависящая от их размера гидравлическая крупность частиц, способных к осаждению или вымыванию, могут быть определены по формулам (4.35) при осаждении частиц и (8.9) – при размыве грунта:

$$d_{ср} = \left(v/\left(12 \cdot H^{0,2}\right)\right)^{10/3}, \tag{8.9}$$

где $d_{ср}$ – средний диаметр размываемых частиц, м; H – глубина потока, м; v – скорость потока, м/с.

Значения гидравлической крупности для различных диаметров частиц приведены в прил. 17.

Для определения количества осаждаемых и вымываемых частиц при заданной скорости течения нужно знать количество и распределение частиц с различной гидравлической крупностью (их обеспеченность) в дождевом стоке и в осадке, находящемся в канализационной сети.

8.4. Условия сброса поверхностных вод в водные объекты

Во время выпадения интенсивных дождей качество воды в реках заметно ухудшается. При этом происходит засорение рек плавающими предметами, резко возрастает концентрация взвешенных веществ, на поверхности воды образуется пленка нефтепродуктов. Через несколько часов после прекращения поступления в реку дождевого стока содержание примесей в воде существенно снижается, и постепенно восстанавливается фоновое качество воды по всем показателям, за исключением концентрации растворенного кислорода. После дождя значительно увеличивается потребление кислорода органической частью донных отложений, сформированных за счет взвешенных веществ, внесенных поверхностным стоком. Токсикологические исследования дождевого стока подтверждают, что взвешенные вещества поверхностного стока оказывают основное влияние на водоем. Для обеспечения безопасных условий существования дафний магна дождевой сток требуется

разбавлять в 6–8 раз. При этом наиболее неблагоприятное действие оказывают первые, наиболее загрязненные, порции дождевого стока. В 4–16-кратных разбавлениях рачки дафнии гибнут за 1–2 сут, 100 %-ная гибель в неразбавленном стоке наблюдается через 1–24 ч.

Поверхностный сток по ряду показателей более загрязнен, чем городские сточные воды. Расчеты показывают, что из общего годового количества загрязняющих веществ, содержащихся во всех видах сточных вод, отводимых с территории города, на долю поверхностного стока приходится около 78 % взвешенных веществ, 20 % органических веществ (по БПК), 68 % нефтепродуктов.

В настоящее время сбрасывается более 10% сточных вод без очистки или недостаточно очищенных. Практически весь объем (за редким исключением) поверхностных сточных вод, образующихся на хозяйственно освоенных территориях, отводится в водные объекты без очистки.

В "Водном кодексе Российской Федерации", принятом в 1995 г., все воды: хозяйственно-бытовые, производственные и поверхностные с застроенных территорий, которые организованно собираются и отводятся в водные объекты, – относятся к сточным водам. Из многочисленных источников загрязнения поверхностных водных объектов самым массовым по количеству и виду загрязняющих веществ является сброс сточных вод. Вот почему нормирование условий водоотведения – это важнейшее водоохранное мероприятие, обеспечивающее экологическое благополучие водных объектов.

Обоснование степени и технологии очистки сточных вод позволяет рационально и эффективно использовать инвестиции, выделяемые на водоохранные цели.

По постановлению Правительства России разрабатываются документы, определяющие условия отведения сточных вод в водные объекты: "Методические указания по разработке нормативов вредных воздействий на поверхностные водные объекты" и "Методические указания по разработке нормативов предельно допустимых сбросов вредных веществ в водные объекты". Исходным положением этих методик является защита водных объектов от загрязнения посредством регулирования деятельности стационарных и других источников загрязнения и запрет сброса неочищенных и необезвреженных в соответствии с установленными нормативами сточных вод. Запрещается также сброс сточных

вод, содержащих вещества, для которых не установлены предельно допустимые концентрации (ПДК), или содержащих возбудителей инфекционных заболеваний. Главным условием поддержания поверхностных и подземных вод в состоянии, соответствующем экологическим требованиям, является установление и соблюдение нормативов предельно допустимых вредных воздействий (ПДВВ) на водные объекты. Понятие ПДВВ соответствует понятию минимальной ассимилирующей способности водного объекта.

Нормативы ПДВВ утверждаются Министерством природных ресурсов РФ и органами исполнительной власти заинтересованных субъектов РФ по бассейну поверхностного стока водного объекта или его участку в целях предупреждения, предотвращения, снижения, ограничения негативного антропогенного воздействия на водный объект. С учетом современного состояния качества воды водных объектов предусматривается разработка величины временно согласованного вредного воздействия (ВСВВ), которая пересматривается не реже чем через 3 года при условии поэтапного внедрения водопользователями наилучших допустимых технологий, направленных на достижение в установленный срок нормативных экологических показателей качества воды.

Так как выпадение атмосферных осадков непосредственно влияет на формирование расхода воды в водоемах, целесообразно рассчитывать нормативы сброса поверхностного стока со всего водосбора и выделять долевое участие (квоту) и конкретную территорию. Например, при площади застройки водосборного бассейна в 3–5 % и загрязненности определенным типом вредных веществ только этой территории ПДК данного вещества в поверхностном стоке территории допустимо принимать равной 20–33 ПДК для воды водоема. В этом случае можно допустить концентрацию нефтепродуктов на сбросе в водоем рыбохозяйственного назначения на уровне 1–1,5 мг/л. Такие концентрации нефтепродуктов в поверхностном стоке, формирующемся на застроенных территориях, во-первых, технически достигаются апробированными и экологически приемлемыми методами и сооружениями; во-вторых, контролируются; в-третьих, по опыту зарубежных стран, позволяют обеспечить экологическое благополучие водоемов (с учетом самоочищающей способности последних).

Особо следует отметить наличие ПДК нефтепродуктов для воды

рыбохозяйственных водоемов. Нельзя согласиться с существованием единого показателя для большой группы углеводородов (нефти и нефтепродуктов) с разными физико-химическими и токсикологическими характеристиками. Токсикологическими исследованиями в ГНЦ РФ НИИ ВОДГЕО установлено, что безопасная концентрация нефтепродуктов в результате биохимической деструкции возрастает в 20 раз. Кроме того, поверхностный сток загрязнен не самой сырой нефтью, а ее производными – бензином, керосином, дизельным топливом, мазутом и другими горюче-смазочными материалами. Результаты биотестирования показывают, что дождевой сток, как правило, не оказывает острого токсичного действия при содержании нефтепродуктов порядка 0,75–2 мг/л.

При расчете нормативов ПДС для поверхностных сточных вод с застроенных территорий расход рекомендуется определять с учетом принятой схемы отведения. Для определения часовой массы веществ принимают максимальный часовой расход поверхностных сточных вод, сбрасываемых в водный объект, т.е. при наличии усреднителя, аккумулирующей емкости и очистных сооружений в качестве расчетного принимается расход сточных вод, выходящих из этих сооружений, а не входящих в них. В большинстве случаев расход выходящих сточных вод в десятки раз меньше максимального расхода входящих.

Для определения годовой массы загрязняющих веществ принимается расход поверхностных сточных вод, отводимых в водный объект. В ряде случаев предусматривается полное или частичное использование очищенных сточных вод для технических нужд. Объем используемого стока не должен входить в расчет.

При расположении выпуска очищенного поверхностного стока вне границ населенного пункта расчет можно проводить непосредственно на разбавление водой приемника сточных вод. В этом случае целесообразно за расчетный расход воды принимать: для водотоков – среднесезонный среднемноголетний; для водоемов – вдоль берегового течения, формирующегося при среднесезонных среднемноголетних гидрометеорологических условиях (скорости и направлении ветра, температуре воды, уровне воды и внешнем водообмене).

Структура нормативно-правовых мер воздействия на водопользователей в условиях отведения сточных вод в поверхностные водные объекты включает "Правила охраны вод от загрязнения" и нормативы

ПДВВ и ПДС. При этом область применения Правил – экологическое регулирование хозяйственной деятельности, стратегия и тактика проведения и управления комплексом водоохранных мероприятий; нормативов ПДВВ – бассейн или водохозяйственный участок; нормативов ПДС – отдельный водопользователь. Эти документы должны быть увязаны между собой и дополнять друг друга по конкретным вопросам.

8.5. Выбор расчетных дождей

Одной из основных задач при строительстве дождевой канализации является установление частоты или вероятности повторения расходов, превышающих принятый расчетный расход. Влияние периода однократного превышения расчетного дождя на расходы стока и диаметры труб показано на рис. 8.4.

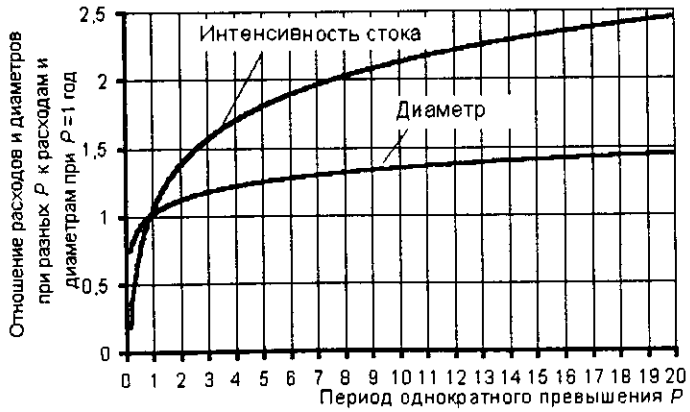


Рис. 8.4. Зависимость относительной интенсивности выпадения дождя и диаметров труб от периода однократного превышения P

Переполнение сети может привести к затоплению территории и нарушить нормальную жизнь города. Возможные последствия скопления воды на поверхности застроенных территорий:

- затопление подвалов, используемых для хранения товаров, с приведением последних в полную или частичную негодность;

- ухудшение санитарного состояния зданий, повреждение конструкций зданий;
- прекращение пешеходного движения и транспорта на улицах, приведение в частичную негодность транспортных средств;
- нанесение ущерба дорожным покрытиям;
- временное прекращение работы предприятий;
- порча оборудования и материалов на предприятиях;
- загрязнение водоемов;
- травматические повреждения и даже жертвы среди населения.

Оценить ущерб довольно сложно, ибо он будет возрастать с увеличением расхода воды сверх расчетной пропускной способности сети и зависит от вероятности различных экстремальных паводков, умноженной на соответствующее значение убытков. Поэтому дождевые сети следует рассчитывать на пропуск расходов, вызываемых дождем, соответствующим расчетному периоду однократного превышения, при котором допускается затопление водой проезжей части улиц на глубину до 15–20 см меньше высоты бордюра.

При дожде, вызывающем расход стока больший того, который могут пропустить трубы при безнапорном режиме, вода начнет заполнять колодцы и возникнет напорный режим. При этом пропускная способность труб увеличится. Вместе с тем часть воды будет аккумулироваться в колодцах. Поскольку движение воды в дождевой сети носит неустановившийся характер и длительность периода максимальных расходов невелика, аккумуляция пиковых расходов в колодцах увеличит пропускную способность всей канализационной системы. При более сильных, но более редких дождях емкость колодцев и труб окажется недостаточной, чтобы вместить количество воды, не пропускаемой трубами, и часть воды будет оставаться на поверхности. Это вызовет образование луж у дождеприемников и затопление проезжей части улиц. Если поверхность земли имеет уклон, вода, не ушедшая в дождеприемники, будет стекать по поверхности в пониженные места канализованной территории. Подсчеты показывают, что емкость колодцев канализационной сети Санкт-Петербурга составляет около 15– 20 м^3 на 1 га, а емкость проезжей части улиц при заполнении лотков на 15–20 см – 75-90 м^3 на 1 га.

При плоском рельефе местности, когда временно задержанная на поверхности дождевая вода не имеет возможности куда-либо стекать,

пропускная способность канализационной сети в значительной степени определяется аккумулирующим влиянием лотков проезжей части.

Примем для рассмотренных выше гидрографов стока зависимость относительной аккумулирующей емкости $\beta = V_{ак}/V_д$ от относительного расхода $\alpha = Q_р/Q_{max}$ (отношение пропускаемого трубами расчетного расхода $Q_р$ к фактически поступающему максимальному расходу Q_{max}) по формуле

$$\alpha = 1 - \beta^{0.6}. \qquad (8.10)$$

Площадь проезжей части в среднем можно принять равной 10 % площади территории. При глубине заполнения лотков у бордюра емкость проезжей части можно принять $V_{ак}$ = 90 м^3/га территории, что соответствует слою воды, распределенной по всей поверхности, $H_{ак}$ = 9 мм.

Максимальный слой осадков за выпавший дождь примем равным суточному слою дождя, соответствующему максимально допустимому периоду превышения p_{max}. Тогда

$$\beta = H_{ак}/\psi \cdot H_{max} = H_{ак}/\psi \cdot H_1\left(1 + \frac{\lg p_{max}}{\lg m_г}\right)^{\gamma}, \qquad (8.11)$$

где ψ – коэффициент суточного стока.

Выражая расходы через суточные слои осадков, получим

$$\alpha = H_р/H_{max} = \left(\frac{1 + \lg(p_р m_г)}{1 + \lg(p_{max} m_г)}\right)^{\gamma}. \qquad (8.12)$$

Таким образом, связь между периодом превышения расчетного расхода для сети p и периодом превышения p_{max} максимального расхода, при котором будет затоплена проезжая часть улицы, можно представить в виде

$$1 - \left(\frac{H_{ак}}{\psi \cdot H_1 \cdot (1 + \lg p_{max} \ \lg m_г)}\right)^{0.6} = \left(\frac{1 + \lg(p_р m_г)}{1 + \lg(p_{max} m_г)}\right)^{\gamma}. \qquad (8.13)$$

Например, принимая H_1 = 24 мм, $H_{ак}$ = 9 мм, $m_г$ = 180, γ = 1,54 и ψ = 0,67, получим при p_{max} = 10 г $p_р$ = 0,75 г, т.е. при периоде превышения расчетного дождя для сети $p_р$ = 0,75 г проезжая часть улицы будет затапливаться 1 раз в 10 лет.

Если поверхность земли имеет уклон, то вся вода, не принятая канализационной сетью, будет стекать в пониженные места территории. Проезжие части правильно спланированных улиц пропускают довольно большие расходы воды, не создавая серьезных помех движению автотранспорта, не затопляя тротуаров и затрудняя только переход улиц пешеходами. Например, проезжая часть с асфальтобетонным покрытием шириной 9 м при продольном уклоне 0,01 пропускает расход 500 л/с при заполнении лотков на 0,12 м. Скорость потока при этом будет 1,2 м/с.

При длинных склонах дождевые воды, не принятые канализационной сетью, могут образовать мощные потоки вдоль улиц и затопить на значительную глубину замкнутые котловины. Таким образом, при расположении бассейна на склоне пропускная способность канализационной сети определяется возможностью пропуска по уличным проездам не вмещаемой ею дождевой воды. Но рассчитывать всю канализационную сеть большого бассейна на повышенную пропускную способность только из-за того, что в его низовой части может скапливаться большое количество стекающей по поверхности воды, нецелесообразно. Для больших бассейнов, расположенных на склоне, расчетный период однократного превышения следует принимать разным для различных коллекторов, учитывая условия поверхностного стока.

Пропускная способность канализационных коллекторов в бассейне на склоне должна равняться разности между полным расходом дождевых вод, создаваемым дождем максимального периода однократного превышения, и суммарной пропускной способностью $Q_л$ лотков проезжей части улиц, направленных вдоль склона:

$$Q_{max} - Q_л = Q_к. \qquad (8.14)$$

Анализ пропуска различных расходов по уличным лоткам проездов разного поперечного профиля показал, что при дожде максимального периода однократного превышения можно принять при уклоне 0,005–0,05 $Q_л$ = 1,2–1,5 м³/с.

Выражая расходы Q_{max} и $Q_к$ по формуле предельной интенсивности, получим

$$\left(1+\frac{\lg p_р}{\lg m_г}\right)^{\gamma} = \left(1+\frac{\lg p_{max}}{\lg m_г}\right)^{\gamma} - \frac{Q_л}{\psi \cdot F \cdot q_{20}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{n}. \qquad (8.15)$$

Как следует из формулы (8.14), период однократного превышения расчетной интенсивности $p_р$ зависит от площади водосбора, значения максимального (предельного) периода превышения интенсивности для проезжей части улиц, q_{20} и географических условий. При выборе периода $p_р$ для проездов, расположенных в замкнутых котловинах, следует, задаваясь некоторой глубиной затопления, из баланса поступающих расходов определять объем воды, который не может быть принят канализационной сетью, и рассматривать его как регулирующую емкость и затем установить необходимую пропускную способность коллектора.

Таким образом, нормы периодов однократного превышения расчетной интенсивности устанавливаются в зависимости от рельефа, интенсивности дождей, площади бассейна стока и условий расположения коллектора. Различают благоприятные, средние, неблагоприятные и особо неблагоприятные условия расположения коллектора. *Благоприятные условия* – бассейн имеет плоский рельеф при среднем уклоне поверхности 0,005 и площадь не более 150 га; водосток проходит по водоразделу или в верхней части склона на расстоянии от водораздела не более 400 м. *Средние условия* – бассейн имеет плоский рельеф с уклоном 0,005 и площадь 150 га; водосток проходит в нижней части склона по тальвегу с уклоном склонов 0,02, площадь бассейна не превышает 150 га. *Неблагоприятные условия* – коллектор проходит в нижней части склона и площадь бассейна превышает 150 га, коллектор проходит по тальвегу с крутыми склонами при среднем уклоне склонов больше 0,02. *Особо неблагоприятные условия* – коллектор отводит воду из замкнутого пониженного места (котловины). Для определения расчетного периода однократного превышения интенсивности необходимо выбрать предельный (максимальный) период превышения и рассчитать аккумулирующее действие проезжей части проездов при плоском рельефе местности или пропускную способность уличных

лотков при расположении бассейна на склоне.

В табл. 8.5 приведены предельные периоды превышения для различных условий расположения коллектора, при которых затопление проезжей части уличных проездов может происходить на 0,15–0,2 м, скопление воды в котловине на 0,3–0,4 м выше лотка проезжей части в самом пониженном месте.

Таблица 8.5

Предельные (максимальные) периоды однократного превышения интенсивности (в годах)

Характер бассейна, обслуживаемого коллектором	Условия расположения коллектора			
	Благоприятные	Средние	Неблагоприятные	Особо неблагоприятные
Квартальные территории и проезды местного значения	10	10	25	50
Магистральные улицы	10	25	50	100

Для малозастроенных населенных мест и промышленных предприятий, где оборудование не страдает от количества воды на поверхности земли, этот период может быть равным 5–10 лет.

Периоды однократного превышения расчетной интенсивности дождя необходимо выбирать в зависимости от характера объекта канализования, условий расположения коллектора с учетом последствий, возможных при выпадении дождя с интенсивностью выше расчетной. Они могут приниматься по табл. 8.6.

Убытки при расходах выше пропускной способности коллекторов должны покрываться путем страхования. Для этого следует разработать и принять нормативные акты, призванные определить принципы построения системы экологического страхования в регионе и установить механизм взаимодействия органов государственной власти, страхователей и страховщиков.

Производительность очистных сооружений поверхностного стока в настоящее время ограничивают на прием дождевых потоков с некоторой предельной интенсивностью. При выпадении дождей с интенсивностью, превышающей предельную, часть стока сбрасывается в водоем,

минуя очистные сооружения. При этом важное значение имеет зависимость годового объема дождевого стока и количества загрязнений, выносимых им с водосборного бассейна, от интенсивности выпадения осадков, выраженной периодом однократного превышения предельной интенсивности дождя – $p_{\text{р}}$. В результате обработки натурных данных за многолетний период наблюдений установлено, что основную массу загрязнений выносят часто повторяющиеся дожди относительно малой интенсивности. Дожди же большой интенсивности – ливни, хотя и образуют поток с большим расходом воды, повторяются очень редко и не наносят большого ущерба водоемам ввиду относительно малой загрязненности. Зависимости периода однократного превышения предельного дождя $p_{\text{пр}}$ (год) с распределением годового объема стока и содержащихся в нем примесей, полученные ВНИИВО в результате исследований состава стока и обработки гистограмм дождей в Харькове за 15 лет, представлены на рис. 8.5.

Таблица 8.6

Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя

Условия расположения коллекторов		Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя P, годы для населенных пунктов при значениях q_{20}, л/с·га			
На проездах местного значения	На магистральных улицах	До 60	От 60 до 80	От 80 до 120	Более 120
Благоприятные и средние	Благоприятные	0,33–0,5	0,33–1	0,5–1	1–2
Неблагоприятные	Средние	0,5–1	1–1,5	1–2	2–3
Особо неблагоприятные	Неблагоприятные	2–3	2–3	3–5	5–10
	Особо неблагоприятные	3–5	5–5	5–10	10–20

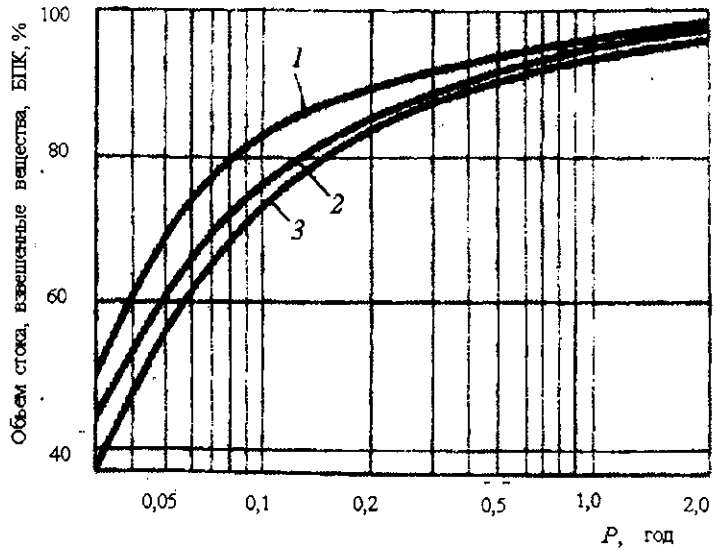


Рис. 8.5. Зависимость объема стока *1*, количества взвешенных веществ *2* и органических соединений, выраженных БПК *3* от периода однократного превышения предельного дождя *P*

Если величину суточных осадков H заданной обеспеченности выразить через частоту повторения S раз в году по (2.39), а величину суточного стока – по (2.41), то отношение среднегодового объема сброса ко всему объему стока, т.е. коэффициент сброса стока $a_{сбр}$, можно выразить следующим уравнением:

$$a_{сбр} = \left(\int_0^{S_{пр}} hds - h_{пр} S_{пр} \right) \Big/ \int_0^{S_0} hds =$$

$$= \frac{k_\beta}{\varphi_г} \left\{ \int \left[\left(\lg \frac{m_г}{s} \right)^{\gamma/2} - \sqrt{H_0 m_г / H_г} \right]^2 d\frac{s}{m_г} - \left[\left(\lg \frac{m_г}{S_{пр}} \right)^{\gamma/2} - \sqrt{H_0 m_г / H_г} \right]^2 \frac{S_{пр}}{m_г} \right\}. \quad (8.16)$$

Здесь $S_{пр}$ – частота повторения предельного дождя; $\varphi_г$ – коэффициент годового стока по (2.50).

Коэффициент стока дождей $a_{сбр}$, т.е. отношение среднегодового объема сброса ко всему объему выпавших осадков, будет в $\varphi_г$ раз меньше.

При $\gamma = 2$ получим

$$a_{сбр}\varphi_г = \frac{S_{пр}}{m_г} \left(1 - \ln \frac{S_{пр}}{m_г} - \sqrt{2 H_0 m_г / H_г} \right). \quad (8.17)$$

Например, при $S_{пр}/m_г = 0,1$ и $H_0 ч m_г / H_г = 0,26$ имеем $a_{сбр} = 0,258/0,48 = 0,54$; $a_{сбр} = 0,258$, а при $H_0 ч m_г / H_г = 1,32$ получим $a_{сбр} = 0,168/0,2 = 0,84$, $a_{сбр} = 0,168$. Из этих данных следует, что коэффициенты сброса по отношению к объему стока во много раз превышают коэффициенты сброса, выраженные по отношению к объему выпавших осадков. Если при определении коэффициента сброса не учитывать потери H_0, т.е. принимать его как отношение объема осадков, подлежащих сбросу, ко всему объему выпавших дождей, то интегральное уравнение (8.16) при $H_0 = 0$ выражает коэффициент сброса дождей. Значения этого коэффициента, вычисленные на компьютере при g = 1,33; 1,54; 1,82 и 2,22, представлены в табл. 8.7.

Таким образом, вышеприведенные предложения дают возможность определить объемы стока и сброса дождевых поверхностных вод при известной характеристике территории.

Таблица 8.7

Коэффициенты сброса дождевых вод $a_{сбр} \cdot \varphi_г$

Частота повторения предельного дождя $S_{пр}$	$\gamma = 1/0,45$				$\gamma = 1/0,55$			
	Условное среднее число дождей в году $m_г$							
	50	100	150	200	50	100	150	200
1 ($p = 1$)	0,115	0,067	0,049	0,039	0,072	0,04	0,028	0,022
2 ($p = 0,5$)	0,2	0,12	0,088	0,07	0,132	0,075	0,053	0,041
5 ($p = 0,2$)	0,383	0,24	0,18	0,145	0,277	0,162	0,177	0,092
10 ($p = 0,1$)	0,584	0,386	0,296	0,242	0,46	0,279	0,205	0,163
20 ($p = 0,05$)	0,817	0,586	0,464	0,388	0,713	0,462	0,347	0,281
30 ($p = 0,03$)	0,935	0,722	0,587	0,499	0,874	0,602	0,462	0,378

Окончание табл. 8.7

Частота повторения предельного дождя $S_{пр}$	$\gamma = 1/0{,}65$				$\gamma = 1/0{,}75$			
	Условное среднее число дождей в году m_r							
	50	100	150	200	50	100	150	200
1 ($p = 1$)	0,048	0,026	0,028	0,014	0,035	0,018	0,012	0,009
2 ($p = 0{,}5$)	0,093	0,05	0,035	0,027	0,069	0,036	0,025	0,019
5 ($p = 0{,}2$)	0,208	0,116	0,081	0,063	0,163	0,084	0,06	0,046
10 ($p = 0{,}1$)	0,369	0,21	0,149	0,117	0,302	0,164	0,114	0,087
20 ($p = 0{,}05$)	0,62	0,37	0,267	0,211	0,542	0,303	0,213	0,165
30 ($p = 0{,}03$)	0,806	0,505	0,371	0,295	0,741	0,428	0,303	0,236

Глава 9. ОЧИСТКА ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

9.1. Требования к степени очистки поверхностного стока

Поверхностный сток формируется из дождевых, талых и поливомоечных вод и отводится по дождевой (ливневой) или общесплавной канализационной сети. Даже при раздельной системе канализации совместно с поверхностным стоком отводятся дренажные воды, а на территории промышленных зон – и производственные стоки, прошедшие локальную очистку.

Состав стока в любой момент времени практически непредсказуем, его характеристики выявляются в результате длительных исследований и накопления представительного ряда наблюдений. Из наиболее характерных примесей в составе поверхностного стока выделим несколько видов.

В дождевых водах присутствуют всевозможные загрязнения, поступающие из атмосферы и накапливающиеся на поверхности.

Дренажный сток включает подземные воды с присущими им компонентами загрязнений: железом, алюминием, марганцем, медью, фенолом.

Талый сток, помимо загрязнений местного происхождения, может содержать примеси, попавшие в атмосферу вдалеке от места осаждения. Разнообразие условий формирования стока затрудняет прогноз качества воды. Сравнивая показатели загрязнения с предельно-допустимыми концентрациями (ПДК) в воде, используемой для хозяйственно-питьевых либо рыбохозяйственных целей, не следует упускать из вида агрегатное состояние отдельных компонентов. Большая часть примесей (иногда до 90% от общей массы) сорбирована поверхностью дисперсных примесей, включающих взвешенные вещества и коллоидные частицы. Поскольку ПДК тяжелых металлов относится к растворимым формам примесей, сопоставление фактической концентрации с ПДК должно производиться после тонкого фильтрования (ультрафильтрации) воды; в противном случае в массу вредных веществ будут включены нерастворенные примеси, на которые не установлены ПДК. Для выяснения всех аспектов данной проблемы необходимы обширные исследования с привлечением методов определения фактической токсичности сточных вод. Не исключено, что многие из токсичных металлов находятся в виде менее токсичных металлорганических комплексов и могут не оказывать

суммирующего вредного воздействия.

Характерной чертой формирования поверхностного стока является возможность превышения расчетного расхода, в силу чего какая-то часть дождевой воды не попадает в канализационную сеть и сбрасывается по рельефу местности в ближайшие водоемы. Учитывая стремление органов Госкомэкологии и Санэпиднадзора к минимизации сброса дождевого стока в водоемы, проектные организации в большинстве случаев принимают период однократного превышения расчетного расхода равным одному году. Влияние этого параметра на расчетный расход воды в сети покажем на примере типичного для Санкт-Петербурга бассейна водосбора, включающего 42% водонепроницаемых поверхностей, 38% грунтовых спланированных площадок и 20% газонов (табл. 9.1).

Таблица 9.1

Сопоставление параметров дождевого стока для типичного бассейна водосбора

Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя, год	1	0,5	0,33
Высота слоя выпавших осадков H, мм	24	18	15
Коэффициент стока	0,42	0,35	0,31
Количество дождевой воды, не попадающей в сеть, % от годового объема	2,1	3,1	5,1
Относительный расход сточных вод в сети	1	0,62	0,45

Анализ данных табл. 9.1 показывает, что можно существенно снизить расчетный расход сточных вод, принимая период однократного превышения равным 0,33 года, при незначительном (с 2,1 до 5,1%) повышении сброса неочищенной дождевой воды. Такой прием существенно уменьшает капитальные затраты на строительство очистных сооружений. В табл. 9.2 приведена ориентировочная стоимость очистной станции, включающей узлы осветления воды, механического и сорбционного фильтрования, обезвоживания осадка. Стоимость узлов принята по укрупненным показателям аналогичных по конструкции типовых очистных сооружений.

Выпадение осадков, их поступление в канализационную сеть носят случайный, вероятностный характер, и не всегда можно оценить экстремальную ситуацию. Например, в 1993 г. был зарегистрирован довольно редкий по интенсивности дождь с суточным слоем выпавших осадков

порядка 56 мм (такой дождь выпадает один раз в пять лет), но чрезвычайная ситуация в городе не сложилась, поскольку сопутствующие обстоятельства (длительность междождевого периода, насыщенность почвы водой, время выпадения дождя) не способствовали формированию интенсивного поверхностного стока.

Таблица 9.2

Ориентировочная относительная стоимость и показатели очистки поверхностного стока с городских территорий

Стадия очистки	Относительная стоимость при P^*		Показатели качества очистки воды					
			Взвешенные вещества		$БПК_5$		Нефтепродукты	
	1 год	0,33 года	Эффект очистки, %	Остаточная концентрация, мг/л	Эффект очистки, %	Остаточная концентрация, мг/л	Эффект очистки, %	Остаточная концентрация, мг/л
Отстаивание:	40–50	30–35	40–50	–	До 25	–	До 50	–
без реагентов	–	70–80	70–80	–	До 50	–	До 80	–
с реагентами								
Фильтрование:	15–20	12–17	–	До 5	–	5–10	–	1
1-я ступень	15–20	12–17	–	До 2	–	До 5	–	0,3–0,5
2-я "								
Сорбционное фильтрование:	10–15	8–12	–	–	–	–	–	–
алюмосиликатный сорбент	–	–	–	1	–	4–5	–	До 0,3
углеродосодержащий сорбент	–	–	–	1	–	2–3	–	До 0,05
Обработка осадка	18–23	15–20	–	–	–	–	–	–
Средняя общая стоимость	100	72–77	–	–	–	–	–	–

* Значения стоимости приведены в % от общей стоимости очистных сооружений

Вероятность превышения расчетного расхода следует выбирать на основе гидрологического и экономического анализа на отдаленную

перспективу. Стоимость сооружений, которые рассчитывают на расходы разных ливней, сопоставляют с соответствующими возможными убытками, приведенными к общей временной основе, например, в виде годовых затрат. Каждому расчетному расходу соответствует вероятность превышения в любой год. Вероятности превышения каждого расхода умножаются на убытки от этих ливней. Они могут включать стоимость ремонта после затопления, нанесенный ущерб и убытки от нарушения транспортного сообщения. Решать вопрос о соотношении между стоимостью проекта и ущербом от сильных ливней должны не проектировщики, а ответственные органы власти и страховые общества. Необходимо информировать население (налогоплательщиков) угрожаемых районов о надежности возводимых сооружений, уровнях затопления и условиях страхования.

Информация о дополнительных или предельных затратах полезна, когда проектировщик или подрядчик должны учесть перерасход по страховым выплатам. Например, для принятия решения о строительстве следует знать стоимость сооружений, возможные убытки и какая часть убытков покрывается путем страхования. Обоснование критериев расчета сети и сооружений должно стать важной задачей исследовательских и проектно-конструкторских разработок. В ходе исследований необходимо провести точную оценку экологического ущерба, наносимого сбросами сточных вод через ливнеспуски. Полная ликвидация сбросов в период выпадения сильных дождей и снеготаяния практически невозможна, поэтому важно определить допустимые пределы их воздействия на городские водотоки. Повышение качества уборки городских территорий и снижение загрязненности атмосферы могут существенно уменьшить уровень вредного воздействия сбросов. Этим инженерным и санитарно-профилактическим мероприятиям должно быть уделено первостепенное внимание.

Из-за недостатка финансирования экологических программ основное внимание должно быть уделено мероприятиям по перехвату основной массы загрязнений, что предопределяет строительство водоочистных систем большой пропускной способности при относительно неглубокой очистке воды. Между тем наблюдается другая тенденция: повышение требований к очистке воды, вследствие чего строительство упрощенных очистных сооружений фактически остановлено. Переход к поэтапному вводу элементов очистной станции (отстаивание воды,

отстаивание с коагуляцией, отстаивание с безреагентным и реагентным фильтрованием, а затем – сорбционной очисткой) позволит охватить большее число выпусков, нежели возведение единичных комплексов по глубокой очистке поверхностного стока. Для примера можно привести случаи, когда в один и тот же водоем сбрасываются глубоко очищенные и совсем не очищенные стоки, в результате чего обесцениваются затраты на очистку воды. Таким образом, третьей важной задачей становится обоснование требований к качеству сбросной очищенной воды в увязке с комплексом мероприятий экологического характера.

В ходе анализа проблемы удаления и очистки воды необходимо обратить внимание на удаление твердых осадков в результате снеготаяния. Запасы собственного тепла сточных вод либо привлеченных источников низкопотенциального тепла могут помочь ликвидировать складирование снега в центральной части города при относительно небольшом радиусе его транспортировки, рационально загрузить очистные станции в зимнее время, уменьшить тепловое загрязнение водостоков.

Законодательство в области защиты водных объектов должно строиться на компромиссе между желаниями и экономическими возможностями. Проблема охраны поверхностных вод должна решаться поэтапно. На первом этапе объектом стандартизации должны быть непосредственно водные источники, на втором – сточные воды, на третьем – очистные сооружения, на четвертом – приоритетные загрязнители. На пятом следует перейти от централизованных административно-законодательных мер к системе, при которой многие функции центральных природоохранных ведомств будут переданы местным властям.

Во многих странах Америки и Европы установлены стандарты как для природных вод различных классов, так и для сточных вод, но нигде нет одинаковых нормативов для природных и сточных вод. В развитых странах нормативы по взвешенным веществам и $БПК_5$ в очищенных сточных водах соответствуют требованиям биологической очистки (табл. 9.3).

Определение требуемой степени очистки следует увязывать с техническими и экономическими возможностями, а также с санитарно-гигиеническим эффектом, получаемым в результате инвестиций. Здесь немаловажным фактором является расход электроэнергии. Так,

снижение $БПК_5$ с 300 до 15 мг/л (95 %) требует в 1,5 раза больше электроэнергии, чем снижение $БПК_5$ с 300 до 40 мг/л (87 %).

Таблица 9.3

Стандарты на сброс городских сточных вод по взвешенным веществам и БПК в разных странах

Показатель	Германия	Бельгия	Франция	Великобритания	Швейцария	США
Взвешенные вещества, мг/л	20	100	–	30	20	30
$БПК_5$, мг/л	25	15–50	20–40	20	20	20

Эффективность капиталовложений в строительство сооружений доочистки на порядок ниже, чем в строительство сооружений полной биологической очистки.

9.2. Схемы очистки поверхностного стока

Очистка поверхностного стока с городских селитебных территорий может производиться как самостоятельно, так и совместно с очисткой городских сточных вод. В первом случае на устьевых участках главных коллекторов применяют локальные и централизованные очистные сооружения, размещаемые за пределами городской застройки ниже по течению основного водотока. Второй случай применяется при повышенных требованиях к степени удаления загрязняющих веществ, а также в системе полураздельной канализации. Выбор схемы отведения и очистки поверхностного стока должен быть обоснован технико-экономическим сравнением вариантов. Согласно расчетам НИИ КВОВ и ЛНИИ АКХ полураздельная система канализации целесообразна (по приведенным затратам) при интенсивности дождя $q_{20}^{1} \leq 100$ л/с·га (табл. 9.4). Степень очистки поверхностных вод совместно с городскими сточными водами (при полураздельной системе канализации) очень высока и на выходе из сооружений биологической очистки содержание взвешенных веществ органических соединений, выраженных $БПК_{полн}$, не превышает 15–20 мг/л.

Таблица 9.4

Относительные значения приведенных затрат при раздельной системе канализации (по отношению к полураздельной)

Тип города	Система канализации	Интенсивность дождя q_{20}			
		40	60	90	120
А	Раздельная с централизованными очистными сооружениями	108,8 103,9	108,2 109,5	101,9 100,5	98,1 –
Б	То же	106,4 103,2	103,1 105,6	103 102,4	99,6 –
	Раздельная с локальными очистными сооружениями	115,7 111,7	111,3 111,6	114,4 114,4	111,9 –
В	То же с централизованными очистными сооружениями	103,7 104	105 103	101,9 97,8	98,8 95,7

Примечания: 1. В числителе $p_{оч} = 0{,}01$, в знаменателе $p_{оч} = 0{,}05$. 2. А, Б, В – города с населением 75, 140 и 350 тыс. человек соответственно.

В США в настоящее время считается наиболее целесообразным строительство раздельной системы канализации. Это объясняется степенью влияния сбрасываемых стоков на экологическое состояние водоема. Проведенные американскими специалистами расчеты показывают, что при ливне более 70% хозяйственно-бытовых сточных вод сбрасывается из общесплавной канализации в водоем без очистки. В Сан-Франциско, для которого характерны продолжительные периоды сухой и дождливой погоды, первые порции дождей приносят на очистные сооружения такое количество механических примесей, при котором решетки и песколовки засоряются. При больших гидравлических нагрузках (в период дождей) имеет место значительный вынос биомассы из вторичных отстойников, а в результате повышенного содержания минеральных нерастворенных веществ снижается эффективность сбраживания осадка. Таким образом, поверхностный сток при общесплавной канализации, с одной стороны, ухудшает работу очистных сооружений, а с другой – значительно загрязняет водоем за счет сброса избыточных неочищенных сточных вод. В связи с этим в США в последнее время начали строить раздельные системы канализации. Так, если в 1900 г. из 20 самых крупных городов раздельная система канализации была только в двух городах (Балтимор и Нью-Орлеан), то в 1970 г. их

было уже девять, в том числе Лос-Анджелес, Хьюстон, Даллас, Балтимор, Сан-Диего и др.

Как правило, поверхностный сток с территорий промышленных предприятий должен отводиться самостоятельной сетью канализации. Однако допустимо совместное отведение поверхностного стока с производственными сточными водами, содержащими аналогичные по виду и концентрации примеси загрязнений. Распространенным вариантом является сброс в дождевую канализацию продувочных вод оборотных систем водяного охлаждения. В этом случае может повышаться солесодержание поверхностного стока, что отрицательно влияет на его использование в системах технического водоснабжения.

Переход на раздельные и полураздельные системы канализации характерен для всех стран. В городах Европы, как правило, в их старой части, сохраняется общесплавная система, а в новых районах принята раздельная канализация.

При разработке схемы отведения и очистки поверхностного стока с промышленных площадок необходимо учитывать источники, характер и степень загрязнения территории и атмосферы, размеры, конфигурацию и рельеф водосборного бассейна, наличие свободных площадей для строительства очистных сооружений и др. Выбор схемы отведения и очистки поверхностного стока должен осуществляться на основе оценки технической возможности и экономической целесообразности следующих мероприятий:

• использования неочищенного поверхностного стока в системах технического водоснабжения;

• локализации тех участков производственных территорий, на которых возможно попадание на поверхность специфических загрязнений, с отводом стока в производственную канализацию или после их предварительной очистки – в дождевую сеть;

• раздельного отведения поверхностного стока с водосборных площадей, отличающихся по характеру и степени загрязнения территории;

• самостоятельной очистки поверхностного стока;

• подачи поверхностного стока на общезаводские очистные сооружения для совместной с производственными сточными водами очистки.

Наиболее перспективным следует считать вариант использования

очищенного поверхностного стока в системах производственного водоснабжения. В этом случае целесообразно после аккумулирования и отстаивания направлять поверхностный сток для дальнейшей очистки и корректировки ионного состава на сооружения водоподготовки.

На крупных предприятиях, включающих производства с разнообразными технологиями, поверхностный сток с территории отдельных производств может значительно различаться. В таких случаях рационально направлять поверхностный сток отдельных водосборных площадок в производственную канализацию или перед сбросом в дождевую канализацию подвергать его предварительной очистке. Так, на машиностроительных предприятиях целесообразно предусматривать локальные сооружения, например нефтеловушки, для очистки поверхностного стока с площадок разбора машин, их ремонта и испытания различных механизмов. Такие сооружения позволяют удалять основное количество загрязнений из локального потока поверхностного стока простым и относительно дешевым методом и тем самым облегчить работу централизованных очистных сооружений. Иногда целесообразно устраивать контрольные емкости для сбора поверхностного стока с отдельных участков и направлять его в дождевую или производственную канализацию в зависимости от качества.

Такие решения применяются на предприятиях химической и нефтехимической промышленности, на которых в поверхностный сток могут попадать токсичные примеси. Схема отведения должна предусматривать, по возможности, самотечную подачу поверхностного стока на очистные сооружения.

Схема очистных сооружений прежде всего зависит от расхода, подаваемого на очистку, и требуемой степени очистки. Для снижения производительности очистных сооружений сток, как правило, усредняют. Степень очистки поверхностного стока в зависимости от принятой схемы отведения определяется требованиями к качеству воды, используемой в технологических процессах, или условиями спуска его в водные объекты. Качество воды, используемой на производственные цели, устанавливается в каждом конкретном случае в зависимости от назначения воды, требований технологического процесса, используемого сырья, оборудования и готового продукта производства, а также санитарно-гигиенических условий.

Предусматривается, как правило, механическая и физико-химичес-

кая очистка поверхностного стока. В зависимости от характеристики и требуемой степени очистки могут использоваться: решетки, песколовки, отстойные сооружения различных типов, аккумулирующие емкости, фильтровальные сооружения, флотаторы, сооружения для реагентной и биологической очистки. Очистные сооружения могут быть открытого и закрытого типов.

На рис. 9.1 дана технологическая схема очистки дождевого стока с территории Самары. Очистные сооружения располагаются на 4 площадках. Для транспортировки сточных вод на площадки очистных сооружений планируется построить 7 перекачивающих насосных станций и 7 регулирующих резервуаров. В основу технологических схем положены современные физико-химические методы очистки сточных вод. В них учитывается также непрерывное поступление на сооружения сосредоточенных расходов сточных вод (дренажных вод, теплосетей, грунтовых вод и условно-чистого промстока). В таких случаях очистные сооружения будут работать круглосуточно на пропуск расхода сточных вод в "сухой" период, а в "мокрый" – и на расход от выпадения атмосферных осадков и таяния снега.

Использование на очистных сооружениях дождевых вод технологических методов, позволяющих извлекать соли тяжелых металлов и уменьшать общее солесодержание, считается нецелесообразным и не применяется в мировой практике. Для снижения загрязнения водных объектов стоками дождевой канализации, наряду со строительством современных очистных сооружений, требуется:

• строительство сооружений очистки сточных вод на промышленных предприятиях и промплощадках, в составе дождевого стока которых имеются специфические загрязнения. Особое внимание следует уделять вопросу подключения к дождевой канализации систем отведения поверхностного стока с территории автозаправочных станций, автостоянок и гаражей;

• осуществлять своевременную уборку территории города.

При самостоятельной очистке поверхностного стока с городских территорий в состав очистных сооружений рекомендуется включать решетки, песколовки и отстойники с механизированным удалением осадка (горизонтальные или радиальные). Для обеспечения более высокой степени очистки могут применяться тонкослойные отстойники торцевого типа или радиальные отстойники с встроенной камерой флокуляции.

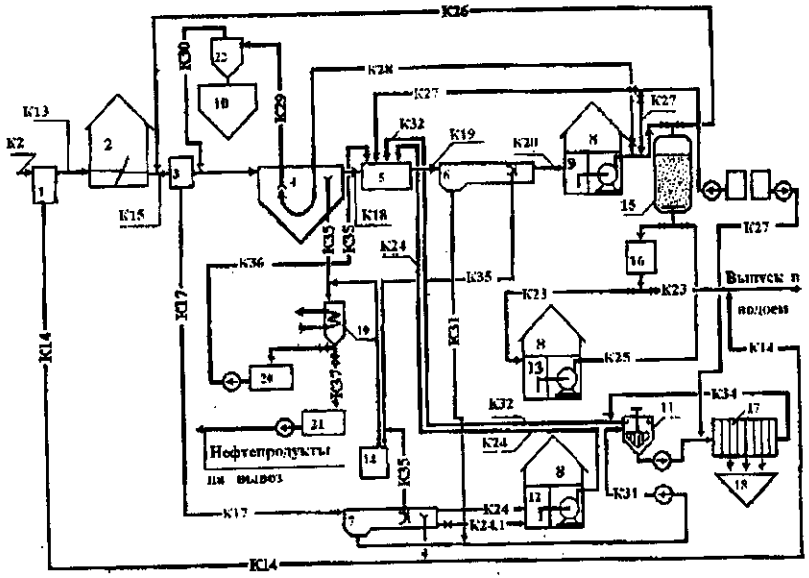


Рис. 9.1. Технологическая схема очистки дождевого стока для г. Самара:
1 – разделительная камера № 1; 2 – здание решеток; 3 – разделительная камера № 2; 4 – песколовка; 5 – смеситель; 6 – отстойник; 7 – аккумулирующий резервуар-отстойник; 8 – насосная станция; 9 – приемный резервуар осветленной воды; 10 – бункер для песка; 11 – уплотнитель осадка; 12 – приемный резервуар сточных вод из аккумулирующих резервуаров-отстойников; 13 – резервуар фильтрованной сточной воды для промывки фильтров; 14 – камера насосов перекачки плавающих веществ; 15 – напорный зернистый фильтр; 16 – установка УФ-обеззараживания; 17 – фильтр-пресс; 18 – бункер для обезвоженного осадка; 19 – разделочный бак; 20 – приемный бак подтоварной воды; 21 – бак обезвоженных нефтепродуктов; 22 – гидроциклон. *Трубопроводы*: К2 – городской коллектор дождевой канализации; К13 – дождевая вода, поступающая на очистные сооружения; К14 – сброс дождевой воды без очистки в водоем; К15 – сточная вода решеток; К16 – сточная вода, поступающая по дождевой сети на очистные сооружения в сухой период; К17 – сточная вода, направляемая в аккумулирующий резервуар-отстойник; К18 – сточная вода после песколовки; К19 – сточная вода после смесителя; К20 – сточная вода после отстойника; К21 – подача сточной воды на доочистку фильтрованием; К22 – фильтрованная вода; К23 – очищенная вода; К24 – подача сточной воды из аккумулирующего резервуара накопителя на доочистку; К24.1 – то же при опорожнении; К25 – подача очищенной воды на промывку фильтров; К26 – загрязненная промывная вода; К27 – подача коагулянта (флокулянта); К28 – подача рабочей жидкости к гидроэлеватору песка; К29 – пескопровод; К30 – возврат воды от установки обезвоживания песка; К31 – влажный осадок; К32 – надосадочная вода; К33 – сгущенный осадок; К34 – фильтрат; К35 – обводненные нефтепродукты; К36 – подтоварная вода; К37 – нефтепродукты; К38 – аварийный перелив

Для станций большой производительности целесообразно устраивать пруды-отстойники или аккумулирующие емкости, оборудованные решетками и специальными секциями для удаления песка и плавающего мусора.

Отстойные сооружения должны иметь устройства для задержания и периодического удаления всплывающих нефтепродуктов и осадка. Для удаления нефтепродуктов с поверхности при переменном уровне воды в конце секций рекомендуется предусматривать нефтесборные лотки, оборудованные щитовыми затворами с верхним переливом, а при постоянном уровне воды в отстойных сооружениях – щелевые поворотные трубы или другие нефтесъемные устройства. Должны быть предусмотрены устройства для сбора и сгона всплывших нефте- и маслопродуктов. Всплывшие продукты удаляются по мере накопления в специальные резервуары для обезвоживания и затем вывозятся на утилизацию.

Отстаиванием не удается обеспечить необходимый эффект очистки. Более глубокая степень очистки воды достигается фильтрованием ее через различные загрузки из природных и синтетических материалов. В настоящее время применяют фильтры из песка, керамзита, пенополиуретана, пенополистирола, сипрона, древесной стружки, вулканических шлаков, аглопорита, торфа, цеолитов и др.

При благоприятных гидрогеологических условиях и расходах до 300 л/с используются очистные сооружения закрытого типа. В состав каждой секции таких сооружений, а их должно быть не менее двух, входят решетка, песколовка, горизонтальный отстойник с бункером для накопления осадка и системой нефтемаслосбора и встроенные или сблокированные с отстойником кассетные фильтры. Эффект осветления воды при скорости фильтрования 5–7 м/ч через загрузку из синтетических или нетканых материалов кассетных фильтров высотой 0,5 м составляет 60–80 % в зависимости от исходной концентрации.

При совместной очистке поверхностного стока с селитебной территории города и городских сточных вод в технологическую схему станции аэрации добавляются регулирующие емкости, а в ряде случаев применяется контактно-стабилизационный метод (рис. 9.2).

Схема совместной очистки зависит от способа подачи сточных вод на станцию аэрации. При подаче городских сточных вод и поверхностного стока по единому коллектору разделительную камеру

устанавливают после песколовок. Время пребывания смеси сточных вод в первичных отстойниках должно быть не менее 1 ч.

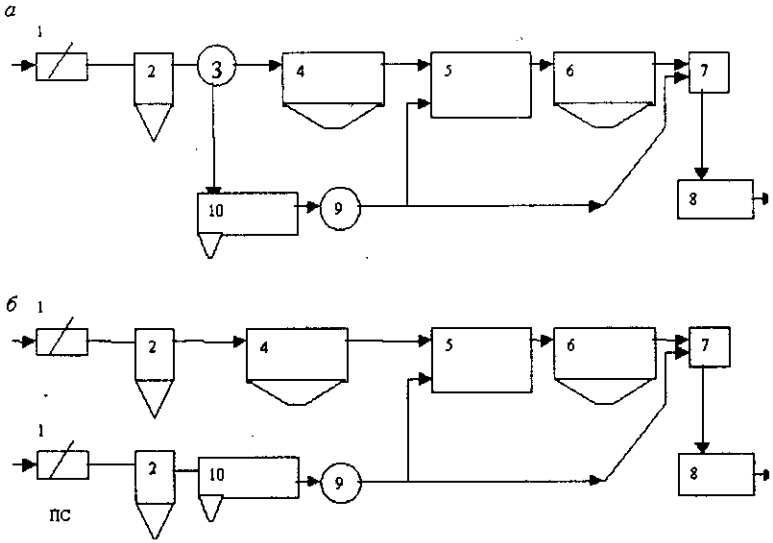


Рис. 9.2. Принципиальная схема совместной очистки поверхностного стока и городских сточных вод:
а – подача сточных вод по одному коллектору; *б* – подача сточных вод по раздельным коллекторам: 1 – решетки; 2 – песколовки; 3 – разделительная камера; 4 – первичные отстойники; 5 – аэротенки; 6 – вторичные отстойники; 7 – узел обеззараживания; 8 – контактный резервуар; 9 – насосная станция; 10 – регулирующий резервуар; ПС – поверхностные сточные воды

В качестве регулирующей емкости применяются горизонтальные или радиальные первичные отстойники. Объем регулирующей емкости определяется из условия опорожнения ее в течение 24 ч с момента начала дождя. Из регулирующей емкости сточная вода после отстаивания подается в аэротенки в количестве не более 50% от расхода, на который они рассчитаны. Суммарный расход обрабатываемой в аэротенках сточной воды не должен превышать 1,5 расхода в сухую погоду. Контактно-стабилизационный метод применяется при наличии на станции аэрации аэробных стабилизаторов для обработки избыточного активного ила. Время контакта при очистке смеси ГСВ и ПС при дозе ила в контактном резервуаре 3 г/л должно составлять 30 мин, а при

самостоятельной очистке поверхностного стока (ПС) и дозе ила 4 г/л достаточно 15 мин. При расчете сооружений исходят из условия, что весь стабилизированный избыточный активный ил станции аэрации используется 1 раз в течение одного дождя. Расход воздуха в контактном резервуаре принимается 5 $м^3$ на 1 $м^3$ сточной воды.

Если очистить весь объем поверхностного стока за счет форсированной работы аэротенков или контактно-стабилизационным методом невозможно, то дополнительно предусматривается устройство накопительного резервуара. Из этого резервуара в период снижения поступления общего расхода на станцию аэрации сточные воды попадают в аэротенк. Сооружения по первичной очистке поверхностного стока необходимы для защиты емкостных сооружений от нефти и других плавающих примесей, крупных тяжелых предметов, уплотняющихся и цементирующихся материалов. Извлечение указанных примесей позволит сохранить чистоту поверхности емкостных сооружений, взрыво- и пожаробезопасность, удаление выпадающего осадка средствами гидросмыва. В качестве сооружений первичной очистки могут быть песколовки либо нефтеловушки на краткосрочное отстаивание воды.

Аккумулирование и осветление поверхностного стока целесообразно совмещать. Осветление повышается при введении реагентов перед отстойниками-аккумуляторами. За сутки отстаивания с добавкой реагентов концентрация взвешенных веществ уменьшается до 15–20 мг/л, $БПК_5$ воды снижается до 5–10 мг/л, концентрация нефти – до 0,3–0,5 мг/л. Если одновременно вводить реагент-дезинфектант, то можно сократить до минимума санитарные разрывы вокруг сооружений. Вероятно, для относительно небольших бассейнов стока следует применять безреагентное аккумулирование-отстаивание дождевых вод. Возведение отстойников-аккумуляторов позволяет поставить вопрос о приеме снега для таяния в зимний период, когда нагрузка на систему резко падает. В таком случае целесообразно изучить возможности использования низкопотенциального тепла сбросных вод ТЭЦ и промпредприятий. Комплекс очистки дождевых вод и установок по таянию снега решает проблему загрузки сооружений и персонала круглый год.

Применение реагентов для осветления сточных вод ставит перед исследователями задачу формирования их свойств. Желательно на

основе известных коагулянтов – соединений железа и алюминия – создать семейство реагентов, обладающих свойствами сорбции примесей, ионного обмена, обеззараживания и детоксикации воды. Отдельные разработки в этом направлении показывают возможность синтеза моно- либо полиреагентов с заданными свойствами, действие которых будет направлено на достижение одной либо нескольких целей в зависимости от свойств сточных вод и условий ведения процесса (температуры воды, pH и щелочности среды, солесодержания, концентрации примесей и т.п.).

Синтезированные полиреагенты помогут устранить затруднения, возникающие при изменении качества поверхностных вод в различные сезоны года. Фильтрование сточных вод необходимо не только в тех случаях, когда требуется снижение концентрации взвешенных веществ. В составе частиц взвеси либо на их поверхности содержатся примеси, количество которых жестко лимитируется независимо от агрегатного состояния и вида связи с другими загрязнениями: нефтепродукты, соли тяжелых металлов, пестициды и другие токсические вещества. Например, после фильтрования в воде остаются только растворенные нефтепродукты, количество которых колеблется в пределах 0,2–0,3 мг/л; если же вода не фильтровалась, количество нефти возрастает до 0,3–0,5 мг/л. Для фильтрования могут применяться самые разнообразные загрузочные материалы. При их выборе следует учитывать условия отстаивания воды и свойства поверхности материалов. При безреагентном отстаивании образуются пленки нефтепродуктов и флокулы из эмульгированных примесей, которые затем прилипают к поверхности гидрофобных либо гидрофобизированных загрузок фильтров. Предварительная коагуляция воды до отстаивания приводит к включению в хлопья образующихся гидроксидов эмульгированной нефти и предотвращению ее налипания на поверхности загрузки. Дополнительный эффект очистки достигается при использовании загрузок, обладающих сорбционными и ионообменными свойствами, например, алюмосиликатного сорбента, активизированного добавками различных веществ, избирательно либо коллективно изымающих вредные примеси из жидкости. Преимущества искусственных материалов особенно сильно проявляются при извлечении железа, марганца, фтора и других компонентов загрязнений в дренажных и поверхностных водах. Сорбция загрязнений обычно обеспечивает глубокую очистку воды. Большое значение в этом случае

имеет характер состояния загрязнений в воде. Например, тяжелые металлы могут находиться в воде в виде катионов, комплекса металлоорганических соединений. Нетрудно заметить, что катионы целесообразно извлекать при помощи минеральных ионообменных загрузок (цеолитов и искусственных сорбентов), в то время как металлоорганические соединения относительно легко удаляются при помощи активированных углей в различных формах и агрегатном состоянии. Разумно было бы оценить вредные свойства примесей при совместном их присутствии в воде на уровне НДК, т.е. оценить токсичность воды после сорбционной доочистки при различном эффекте извлечения наиболее вредных примесей.

На рис. 9.3 изображена схема отведения и очистки дождевых вод относительно небольшого объекта (площадки асфальтобетонного завода).

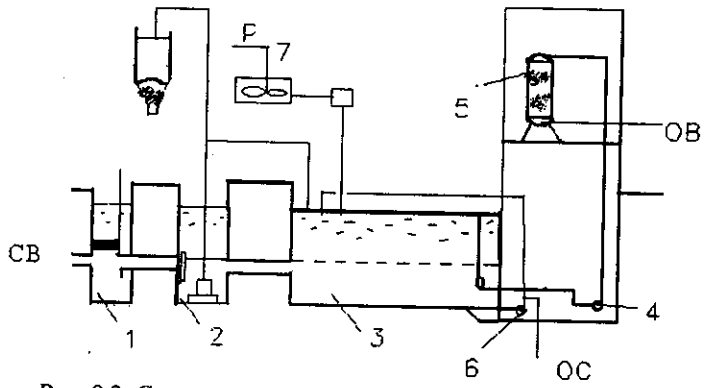


Рис. 9.3. Схема узла очистки поверхностного стока малой производительности:
1 – камера улавливания нефти; 2 – камера для насоса и решетки; 3 – отстойник-аккумулятор; 4 – насос для осветленной воды; 5 – фильтры механические и сорбционные; 6 – насос для осадка и перемешивания; 7 – реагентное хозяйство; СВ – сточные воды; ОВ – очищенная вода; Р – реагент; ОС – осадок

Поступление сточных вод самотечное. По ходу движения стоки проходят нефтеуловительную камеру 1 с гидрозатвором, камеру 2 для погружного насоса (в камере установлена решетка корзиночного типа) и поступают в отстойник-аккумулятор 3. Коагуляция воды осуществляется в контактном режиме (разовая подача реагента, перемешивание воды с насосом и затем отстаивание). Осветленная вода подается на фильтры с загрузкой, позволяющей очищать воду механически и извлекать нефть сорбцией. Установка может эксплуатироваться в режиме поступления больших расходов воды (ливневый сток) при уровне Z_1 и малых расходов (дренажный сток) при уровне Z_2. Возможна безреагентная схема очистки слабо концентрированных сточных вод.

Насос используется для очистки сети от песка и осадка через бункер, либо для перекачки воды при средних расходах с целью рационального использования объема отстойника (уровень Z при средних расходах воды).

На рис. 9.4 показана схема относительно большой промзоны (более 50 га) с глубоко уложенной сетью.

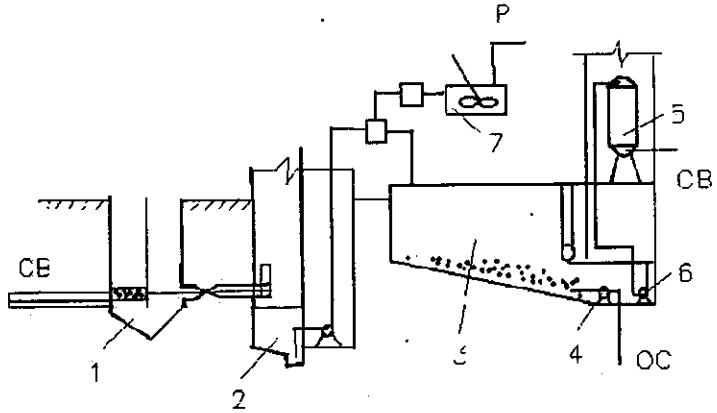


Рис. 9.4. Схема узла очистки поверхностного стока большой и средней производительности:
1 – камера улавливания нефти; 2 – насосная станция; 3 – отстойник-аккумулятор; 4 – насос для осадка; 5 – фильтры механические и сорбционные; 6 – насос для осветленной воды; 7 – реагентное хозяйство; СВ – сточные воды; ОВ – очищенная вода; Р – реагент; ОС – осадок

Сточные воды поступают в камеру 1 для улавливания нефти и песка, далее в насосную станцию 2, а затем в отстойник-аккумулятор 3. Реагентное (либо безреагентное) осветление и фильтрование воды осуществляется аналогично.

На основе данных лабораторных и промышленных исследований СПбГАСУ рекомендована принципиальная схема очистки (рис. 9.5), позволяющая очищать стоки до требуемых концентраций при исходной

загрязненности, близкой к максимальной.

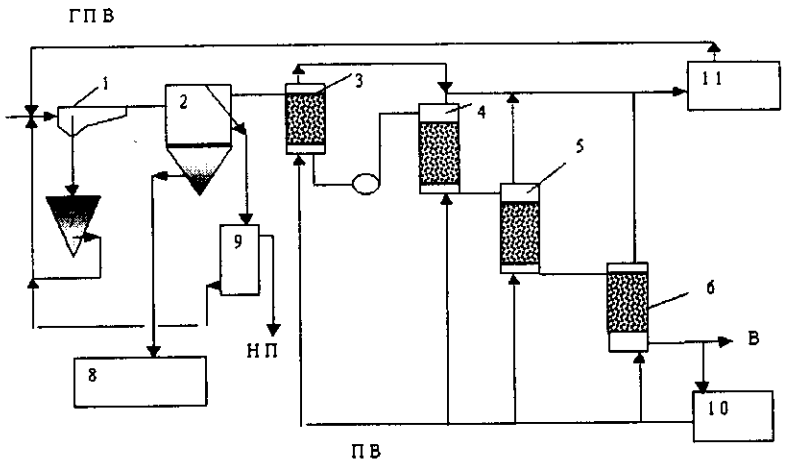


Рис. 9.5. Схема очистки дождевых стоков:
1 – песколовка; 2 – отстойник; 3 – фильтры с песчаной загрузкой; 4 – фильтры с керамзитовой загрузкой; 5 – фильтры с пенополиуретановой загрузкой; 6 – фильтры с углеродсодержащим волокном; 7 – песчаный бункер; 8 – узел обезвоживания осадка; 9 – сборник нефтепродуктов; 10 – резервуар промывных вод; 11 – резервуар грязных промывных вод; ПС – поверхностный сток; В – выпуск очищенных вод; ПВ – вода на промывку фильтров; ГПВ – вода после промывки фильтров; НП – отвод нефтепродуктов

При исходных концентрациях загрязнений в дождевом стоке, близких к средним значениям, из состава очистных сооружений может быть исключена ступень сорбции 5. При более низких значениях исходной загрязненности могут исключаться ступени 5 и 3 или 4 (в зависимости от конкретных значений загрязнений). Кроме того, предлагаемая схема очистки позволяет исключать ступени глубокой обработки воды при снижении требований к качеству очищенных вод и компоновать состав очистных сооружений из отдельных модулей.

Для очистки поверхностных сточных вод с городской территории институтом МосводоканалНИИпроект, по рекомендациям ВНИИ ВОДГЕО, была предложена технологическая схема, приведенная на рис. 9.6.

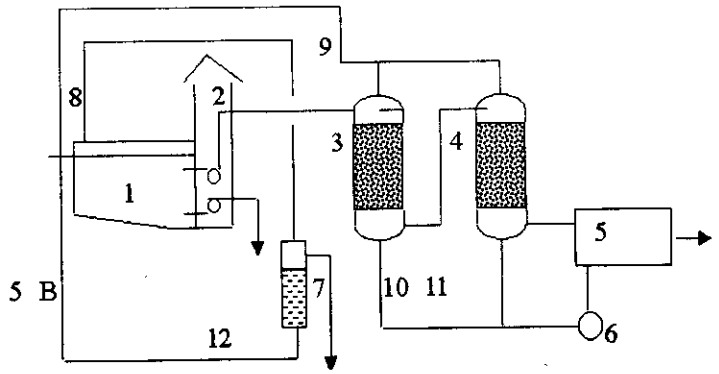


Рис. 9.6. Технологическая схема очистки поверхностных стоков:
1 – аккумулирующая емкость; 2 – насосная станция; 3 – механический фильтр; 4 – сорбционный фильтр; 5 – емкость для сбора очищенных вод; 6 – насосы; 7 – нефтеразделитель; 8 – трубопровод нефтепродуктов; 9 – трубопровод грязных промывных вод; 10 – отвод отделенных нефтепродуктов; 11 – трубопровод чистой воды на промывку фильтров; 12 – трубопровод возвратных вод

Технология очистки предполагает сбор всего объема выпавшего дождя в аккумулирующей емкости, пребывание в которой обеспечивает удаление взвешенных веществ до 100 мг/л и нефтепродуктов – до 30 мг/л, а также фильтрацию через две и более ступеней пористых материалов – мезопористых ископаемых углей (МИУ). Одна ступень МИУ обеспечивает удаление взвешенных веществ до ПДК рыбохозяйственных водоемов и нефтепродуктов – до 0,3–1,2 мг/л. При необходимости более глубокой очистки на последней ступени рекомендуется использовать материалы, обладающие высокой сорбционной способностью (в частности, березовый активированный уголь – БАУ). При высоких исходных концентрациях нефтепродуктов возможна пятиступенчатая фильтрация через керамзит, МИУ и БАУ.

Основными недостатками последних двух схем являются высокая стоимость сорбционных материалов и дефицитность угольных загрузок, а также практическая невозможность регенерации последних в производственных условиях и, следовательно, необходимость периодической их замены.

Для регулирования расхода поверхностного стока с селитебных

территорий с точки зрения последующей очистки целесообразно использовать аккумулирующие резервуары, позволяющие одновременно усреднять расход стока, концентрацию загрязнений и очищать стоки от основной массы нерастворимых примесей. Строительство автозаправочных станций в стране, а также усиление контроля со стороны экологических органов вызвали повышенный спрос на компактные быстровозводимые (3–4 дня) очистные сооружения полной заводской готовности для очистки дождевых сточных вод с территории станции, содержащих нефтепродукты, и хозяйственно-бытовых сточных вод от санузлов. Торговый дом "Инженерное оборудование" разработал и организовал производство установок "Свирь-1,5" для очистки дождевых сточных вод с территории 0,12 га с расчетным расходом стока, отводимого в резервуар насосной станции, 1,5 л/с (период однократного превышения интенсивности дождя принят 0,33 года). На рис. 9.7, 9.8 представлены установка и ее компоновка на площадке.

Сточные воды, содержащие взвешенные вещества (в основном песчаные и глинистые частицы, а также нефтепродукты в количестве соответственно 300–500 и 10–50 мг/л), собираются в дождеприемном колодце, а затем поступают в насосную установку. На входе в установку они проходят контейнер для задержания крупных включений, далее с помощью погружного насоса перекачиваются в блок очистки, где поступают в пескоулавливающий бункер, затем – в отстойник (вначале в зону предварительного отстаивания, затем – в тонкослойный блок). В пескоулавливающем бункере за счет тангенциального подвода воды выделяются крупнодисперсные частицы (свыше 0,2 мм). В зоне предварительного отстаивания задерживаются: основная часть песчаных частиц крупностью 0,05–0,2 мм, агломерированные частицы глины и мелкие отбросы, поступающие в приямок отстойника. Крупные частицы эмульгированных нефтепродуктов всплывают на поверхность воды. Предварительно осветленная вода поступает в тонкослойный блок отстойника, протекая от верхней входной зоны до нижней выпускной. При этом в каждом ярусе частицы с массой больше, чем масса воды, выпадают на дно яруса, легкие частицы движутся вверх вдоль "потолочной" части. Тяжелые частицы с полок попадают во второй приямок отстойника, а легкие присоединяются к пленке на поверхности воды. Наличие зоны предварительного отстаивания снижает интенсивность зарастания межполочного пространства зоны тонкослойного

отстаивания, упрощающая эксплуатацию. Осветленная вода сливается в фильтр. Осадок из приямков периодически удаляется ассенизационной машиной, нефтепродукты с поверхности воды собираются поворотной трубой в емкость, из которой периодически направляются в котельную после дополнительного отделения воды. Осадок рекомендуется вывозить на иловые площадки близрасположенных канализационных очистных сооружений.

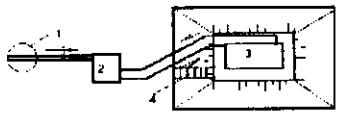


Рис. 9.7. Генплан сооружений:
1 – дождеприемник; 2 – насосная установка; 3 – блок очистки сточных вод; 4 – лестница

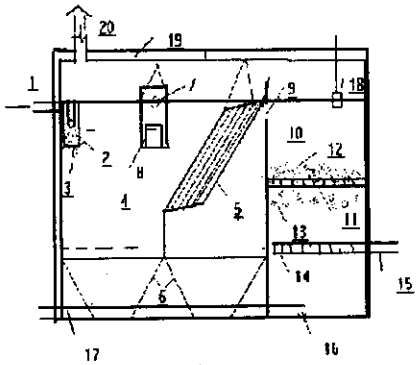


Рис. 9.8. Установка очистки сточных вод: 1 – подвод сточных вод; 2 – пескоулавливающий бункер; 3 – полупогружная перегородка; 4 – отстойная зона; 5 – тонкослойный блок; 6 – приямки для осадка; 7 – поворотная труба; 8 – емкость для нефтепродуктов; 9 – водослив; 10 – фильтр с плавающей загрузкой; 11 – решетка; 12 – щебень; 13 – плавающая загрузка; 14 – дренаж большого сопротивления; 15 – отвод очищенных сточных вод; 16 – дренаж малого сопротивления; 17 – отвод промывных вод; 18 – поплавковый указатель уровня; 19 – утепленная крышка; 20 – вентиляционный патрубок

Фильтрация осуществляется в направлении "сверху вниз" через плавающую загрузку из гранул пенополистирола, обладающего высокой задерживающей способностью к мелкодисперсным твердым и жидким частицам и хорошей грязеемкостью. Пригрузка плавающего фильтрующего слоя осуществляется щебнем, расположенным на металлической решетке. Фильтрующая вода отводится через дренаж большого сопротивления. По мере загрязнения загрузки ее сопротивление потоку воды растет, и уровень воды над ней повышается.

После достижения предельного уровня (определяется по поплавку) загрузку промывают залповым пропуском через нее большого расхода воды в направлении фильтрации. С этой целью в работу включают дренаж малого сопротивления за счет открывания вентиля на сбросе из дренажа в канализационную насосную станцию. При проходе большого потока воды через загрузку она расширяется, и загрязнения, задержанные в промежутках между гранулами и на их поверхности, вымываются. Промывная вода поступает в приемный резервуар канализационной насосной станции и перекачивается на очистку. После снижения уровня воды (контроль по поплавку) вентиль закрывается, и возобновляется режим фильтрации. Промывку нельзя осуществлять в период интенсивного дождя.

Установка выполняется из листовой стали толщиной 5 мм, защищенной антикоррозионным покрытием. Тонкослойный блок изготавливается из оцинкованной стали. Пенополистирольная загрузка состоит из вспененных гранул полистирола. В табл. 9.5 приведены результаты эффективности очистки сточных вод по этапам.

Таблица 9.5

Эффективность очистки сточных вод на установке "Свирь-1,5"

Сточная вода	Концентрация, мг/л	
	Взвешенные вещества	Нефтепродукты
Поступающая	300–500	10–50
После отстаивания	120–200	4–10
После тонкослойного отстаивания	18–30	0,6–2
После фильтра	4–6	≈0,3

По технологической схеме, примененной в установке "Свирь-1,5", построена и эксплуатируется установка "Свирь-10" производительностью 10 л/с с аналогичными показателями по эффективности очистки сточных вод.

9.3. Основы расчета очистных сооружений

9.3.1. Отстойные сооружения

Выделение из сточных вод оседающих и всплывающих механических примесей в основном производится с помощью отстаивания. Для улавливания плавающего мусора в головной части очистных сооружений предусматриваются решетки с прозорами 50 мм. При площади водосбора более 100 га рекомендуются решетки с механизированной очисткой, а при площади менее 100 га допускается использовать решетки с ручной очисткой. Скорость движения сточных вод в прозорах решеток при максимальном притоке следует принимать равной 0,8–1 м/с. Количество плавающего мусора на 1000 га для дождевых и поливомоечных вод в среднем составляет 0,2 м^3, а для талых – 0,3 м^3.

В дождевом стоке содержание песка с гидравлической крупностью более 15 мм/с колеблется от 10 до 15%, а в талом стоке – до 20%. Для выделения крупных механических примесей из поверхностного стока предусматривают песколовки. Число песколовок или их отделений должно быть не менее двух, причем все они должны быть рабочими. Для очистки поверхностного стока устраивают горизонтальные или тангенциальные песколовки. Длина горизонтальных песколовок L (м), определяется по формуле:

$$L = 1000 \cdot k \cdot H \cdot v / w_0, \qquad (9.1)$$

где k = 1,7 – коэффициент, учитывающий неполное использование зоны отстаивания; H – расчетная глубина песколовки, принимается от 0,5 до 2,0 м; v = 0,3 м/с – скорость движения сточных вод при максимальном притоке; w_0 – гидравлическая крупность частиц, на содержание которых рассчитывается песколовка. Обычно принимается w_0 = 18,7 мм/с (для песка диаметром 0,2 мм).

Продолжительность протекания сточных вод в горизонтальной песколовке должна быть не менее 30 с.

При расчете тангенциальных песколовок исходят из удельной гидравлической нагрузки, равной 110 м^3/м^2·ч при максимальном притоке сточных вод и диаметре песколовки не более 6 м. Впуск воды должен

быть по всей расчетной глубине, равной половине диаметра. Количество задержанного песка в среднем составляет 15% от массы взвешенных веществ. Для расчета песковых бункеров принимают: влажность песка – 60–70%, объемную массу шламовой пульпы – 1,2–1,5 т/м^3, зольность задержанного песка – 80–90%, содержание нефтепродуктов в обезвоженном песке – не более 3%.

Для удаления основной массы взвешенных веществ и нефтепродуктов из поверхностного стока применяются отстойные сооружения различных конструкций: горизонтальные и радиальные отстойники, тонкослойные полочные отстойники, нефтеловушки, пруды, накопители, тонкослойные блоки для интенсификации работы прудов-отстойников и т.п. В прошлом широко использовались пруды-отстойники, сооружения закрытого типа (подземные) и стационарные щитовые заграждения в акватории водоема. Эффективность очистки в них относительно невелика. Концентрация взвешенных веществ в воде, выходящей из прудов-отстойников, колеблется от 20 до 70 мг/л, а содержание нефтепродуктов – от 3 до 7,2 мг/л. Эти сооружения громоздки, удаление осадков и всплывших нефтепродуктов из них вызывает большие трудности. Пруды-отстойники обычно устраивают в естественных понижениях местности, оврагах, карьерах, руслах пересыхающих ручьев и т.д. Под отстойником-накопителем понимается очистное сооружение с переменным уровнем воды, причем объем, необходимый для заполнения сооружения от минимального уровня до максимального, равен аккумулируемому объему поверхностного стока.

Под отстойником понимается очистное сооружение с постоянным уровнем воды, не имеющее буферного объема для приема дождевых и талых вод. Отстойники-накопители оборудованы устройствами для улавливания плавающего мусора и нефтепродуктов. Из накопителя через водозаборное устройство постоянно отбираемый расход поступает на вторичные отстойники и далее на фильтры; шлам из накопителей и отстойников гидроэлеватором направляется на шламовые площадки. После накопления на площадках достаточного количества шлама его вывозят в течение теплого периода года. Вместо шламовых площадок возможны: применение стационарного грейферного крана и бункеров обезвоживания или же погрузка шлама непосредственно из отстойников в автотранспорт при очередном опорожнении секций. Отстойник рекомендуется выполнять двухсекционным. Перед ним устраивается

разделительная камера с водосливом для сброса расхода воды, превышающего максимальный расчетный объем ее.

Содержание взвешенных веществ в поверхностном стоке с территории металлургических производств после отстаивания в покое без реагентной обработки при средней исходной концентрации взвеси в зависимости от гидравлической крупности приведено в прил. 18.

Содержание взвешенных веществ при отстаивании в покое и реагентной обработке можно принимать по рис. 9.9.

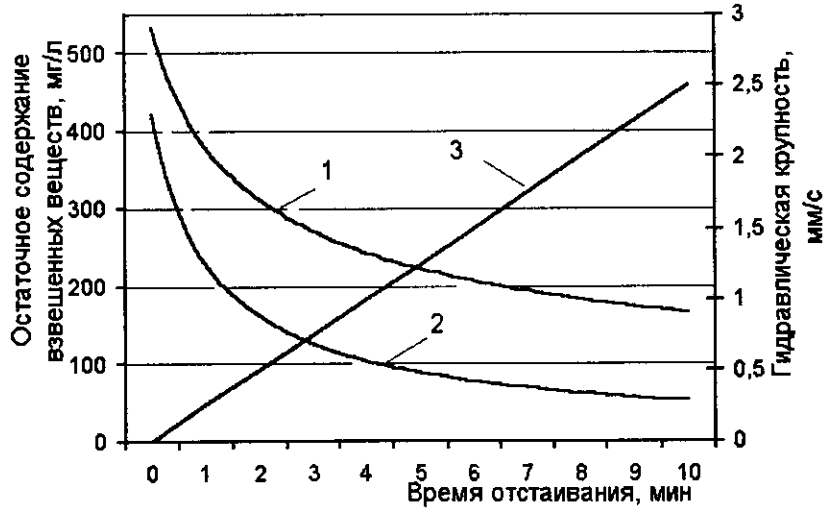


Рис. 9.9. Зависимость остаточного содержания взвешенных веществ и гидравлической крупности от времени отстаивания при реагентной обработке поверхностных сточных вод: 1 – зависимость остаточной концентрации взвешенных веществ от времени отстаивания при обработке воды $Al_2(SO_4)_3$, дозой 30 мг/л; 2 – зависимость остаточной концентрации взвешенных веществ при обработке воды $Al_2(SO_4)_3$ (20 мг/л) и ПАА (1 мг/л), 3 – зависимость гидравлической крупности (охватывающей скорости) от времени отстаивания

Чистка прудов-отстойников производится в сухое время года бульдозерами или многочерпаковой землеройной машиной, осадок грузится в шаланды и отвозится к месту свалки. Выпавший в прудах осадок можно перекачивать насосами в расположенные поблизости канализационные коллекторы. Для удаления всплывших примесей

целесообразно применять маслонефтесборные карманы, так как опыт эксплуатации прудов-отстойников показал, что щелевые трубы для сбора нефтепродуктов неэффективны.

Из условия седиментационного подобия эффект осветления будет одинаковым (Э = idem), если выдерживается соотношение

$$T_2/T_1 = (H_2/H_1)^n, \qquad (9.2)$$

где T_1 – продолжительность осаждения при высоте отстаиваемого слоя H_1; T_2 – то же при H_2; n – показатель степени, зависящий от агломерации взвеси в процессе осаждения, изменяется от 0,3 до 0,85.

Расчет отстойников производят по гидравлической крупности частиц взвеси, выделение которых обеспечивает необходимый эффект очистки. Длину L (м) горизонтального отстойника определяют по формуле

$$L = Q/3{,}6 \cdot k \cdot B \cdot (w_0 - u_т), \qquad (9.3)$$

где Q – производительность одного из отстойника, м³/ч; k = 0,5 – коэффициент использования объема; B – ширина секции отстойника, м; w_0 – гидравлическая крупность задерживаемых частиц, мм/с; $u_т$ – турбулентная составляющая, принимается при скорости потока 5, 10, 15 мм/с соответственно 0; 0,05 и 0,1 мм/с.

Расчетная гидравлическая крупность определяется по кинетике отстаивания сточной воды в статических условиях.

Поверхностный сток представляет собой чрезвычайно нестабильную полидисперсную систему со значительными колебаниями состава и концентрации загрязнений.

На рис. 9.10 представлены результаты лабораторных исследований кинетики осаждения взвешенных веществ дождевого стока с городской территории Харькова при высоте зоны отстаивания 0,3 м. Исходная концентрация взвешенных веществ колебалась от 340 до 4050 мг/л. Значительное содержание в поверхностном стоке тонкодисперсных примесей обуславливает остаточное содержание взвеси 100–300 мг/л в зависимости от исходной концентрации при отстаивании 1–3 сут.

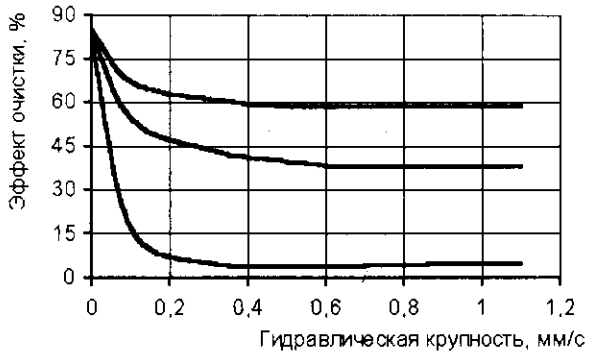


Рис. 9.10. Обобщенные данные кинетики осаждения взвешенных веществ дождевого стока с городских территорий Харькова

На основании данных кинетики отстаивания дождевых и талых вод Харькова был рассчитан эффект осветления в зависимости от его продолжительности для высоты зоны осаждения 2 м (табл. 9.6).

Таблица 9.6

Эффект осветления городских поверхностных сточных вод

Продолжительность отстаивания, ч	1	2	3	6	12	24
Эффект осветления, %:						
минимальный	15	30	40	60	70	80
средний	45	53	60	68	78	85
максимальный	65	75	78	80	85	90

Аналогичные исследования по осветлению дождевых сточных вод с городских территорий проводились в СПбГАСУ. Механическое отстаивание осуществлялось в двух режимах: безреагентном и с применением реагентов. В качестве реагентов использовались коагулянты и флокулянты. Согласно полученным результатам (рис. 9.11) при безреагентном отстаивании в течение суток эффект осветления составляет 64–92,5 % по взвешенным веществам. Содержание нефтепродуктов при этом снижается до 31,6–98 %. Однако следует отметить, что остаточное содержание этих загрязнений в осветленной воде достаточно велико и составляет по взвешенным веществам в среднем 117,8 мг/л, по нефтепродуктам – около 8 мг/л.

С целью интенсификации процесса осветления дождевых вод исследовалось их отстаивание в присутствии коагулянтов и флокулянтов различных типов. Выбор реагентов осуществлялся с учетом условий Санкт-Петербурга, где наиболее доступным коагулянтом является сернокислый алюминий. В качестве флокулянтов из этих же соображений были выбраны полиакриламид (ПАА, анионный флокулянт) и ВПК-402 (катионный флокулянт).

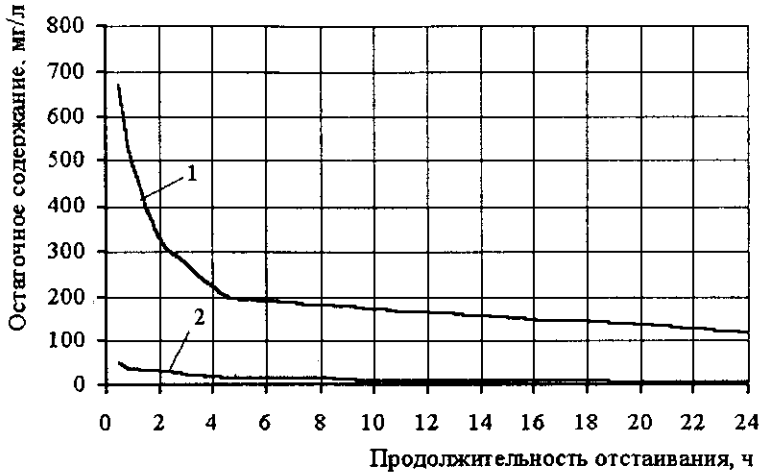


Рис. 9.11. Кинетика осаждения взвешенных веществ и удаления нефтепродуктов из городских дождевых вод Санкт-Петербурга:
1 – остаточное содержание взвешенных веществ, мг/л;
2 – то же нефтепродуктов, мг/л

Расчетные данные о необходимой продолжительности отстаивания дождевого и талого стоков с городской территории при различной глубине проточной зоны отстаивания H для достижения заданного эффекта осветления приведены в табл. 9.7.

Согласно полученным в Санкт-Петербурге данным, при добавлении реагентов достаточная степень осветления достигается за 2 ч отстаивания. При этом наиболее целесообразными являются дозы: коагулянта (сернокислого алюминия) – 20 мг/л и флокулянта (ПАА) – 1 мг/л, при которых эффект очистки по взвешенным веществам при двухчасовом отстаивании составлял в среднем 98 %. При дозе коагулянта 10 мг/л

эффект очистки был несколько ниже (примерно 95 %).

Таблица 9.7

Продолжительность отстаивания дождевого стока (в числителе) и талого стока (в знаменателе)

Эффект осветления, %	Продолжительность отстаивания (ч) при глубине проточной зоны, м				
	2	2,5	3	3,5	4
20	0,77 0,32	0,8 0,34	0,83 0,35	0,86 0,36	0,88 0,37
30	1,27 0,52	1,32 0,54	1,37 0,56	1,41 0,58	1,45 0,59
40	1,64 0,79	1,72 0,83	1,79 0,85	1,84 0,88	1,89 0,91
50	2,30 1,17	2,40 1,23	2,48 1,27	2,57 1,31	2,63 1,35
60	3,03 1,59	3,16 1,67	3,26 1,72	3,37 1,78	3,48 1,83
70	4,55 2,3	4,81 2,4	5,0 2,48	5,15 2,57	5,26 2,63
80	6,90 3,64	7,14 3,85	7,50 3,95	7,61 4,12	7,84 4,21

Сравнивая полученные результаты, можно сделать вывод о том, что применение коагулянта и флокулянта значительно интенсифицирует очистку стока: при безреагентном отстаивании концентрация нефтепродуктов снижалась до 1,3–1,98 мг/л, в то время как в присутствии реагентов в этих же стоках достигалось снижение нефтепродуктов до 0,6–0,9 мг/л. Содержание взвешенных веществ снижалось при безреагентном отстаивании до 8–360 мг/л, а при использовании реагентов в этих же стоках – до 40 мг/л. Нефтепродукты, как известно, присутствуют в стоках в виде эмульгированных и растворенных примесей. Полученные результаты свидетельствуют о том, что при безреагентном отстаивании частично извлекаются эмульгированные нефтепродукты, а при реагентном – в стоках остаются только растворенные нефтепродукты.

Использование реагентов для интенсификации осветления значительно увеличивает объем образующегося осадка и частично меняет его структуру. Количество осадка, образующегося при безреагентном отстаивании, составляет в среднем 2–4 % от объема отстаиваемого стока

при зольности 60–70 %, в то время как объем осадка при реагентном отстаивании составляет около 10 %, а зольность осадка – не более 60 %.

Характерные кривые кинетики отстаивания дождевых, талых и поливомоечных вод, полученные ВНИИ ВОДГЕО на промышленных предприятиях при высоте зоны отстаивания 200 мм, представлены на рис. 9.12.

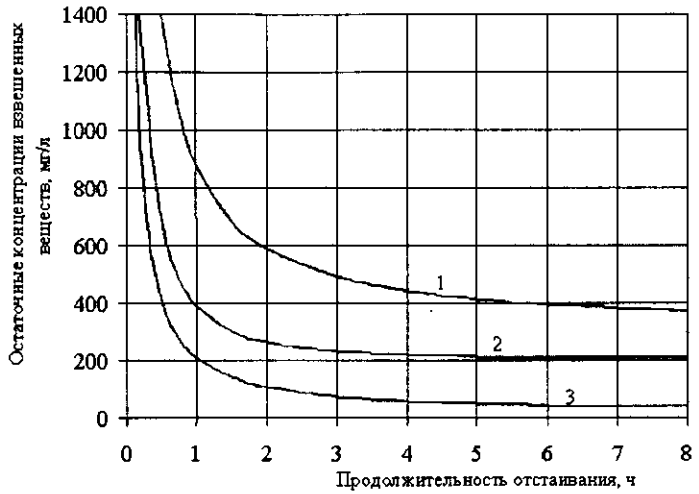


Рис. 9.12. Кинетика отстаивания поверхностного стока промышленных предприятий: 1 – дождевой сток нефтехимических предприятий; 2 – то же машиностроительного завода; 3 – талого стока нефтехимических предприятий

Так как поверхностный сток содержит значительное количество мелкодисперсной примеси, при выделении частиц с гидравлической крупностью более 0,2 мм/с остаточная концентрация взвешенных веществ составляет 100–500 мг/л. Для достижения требуемого эффекта осветления Э рекомендуются следующие значения гидравлической крупности частиц взвеси w_0 для высоты зоны отстаивания 2 м:

Э, % ...	50	60	70	80	85	90	95
w, мм/с, ...	0,62	0,32	0,12	0,045	0,027	0,012	0,008

Пропорционально эффекту осветления снижается содержание органических веществ, выраженных ХПК. При продолжительности отстаивания 1–2 сут эффект снижения содержания взвешенных веществ

и показателя ХПК колеблется от 80 до 90 %, а показателя БПК – от 60 до 80 %. Остаточное содержание взвешенных веществ в отстоянной воде может достигать 50–100 мг/л, нефтепродуктов – 0,5–3, а органических веществ в пересчете на ХПК и $БПК_{20}$ – соответственно 50–80 и 15–20 мг/л.

Использование метода отстаивания в тонком слое позволяет значительно интенсифицировать процесс выделения механических примесей и обеспечить высокую степень осветления в тонкослойных отстойниках, занимающих малые площади и объемы. Но для этого требуется определенная подготовка поступающей воды, чтобы обеспечить стабильную работу полочных отстойников без засорения крупными примесями. Тонкослойное отстаивание широко применяется при доочистке поверхностного стока. Для этой цели различные конструкции очистных сооружений оборудуются тонкослойными модулями. Оптимальный угол наклона пластин составляет 60–70 °, а расстояние между ними – 50–10 мм. Основная масса загрязнений осаждается за 10–30 мин. Эффект задержания взвеси в тонкослойном отстойнике в течение 30 мин достигает 85–90 %, в то время как в горизонтальном отстойнике глубиной 3 м даже при 5 ч отстаивания эффект очистки от взвешенных веществ составляет 60–62 % (при одной и той же исходной концентрации). Площади для размещения тонкослойного отстойника могут быть снижены в 6–10 раз, а капитальные затраты – в 2,5–3 раза по сравнению с затратами на существующие сооружения. Основные конструктивные размеры этих отстойников определяются по формулам:

- площадь сечения отстойника ω, м^2 $\omega = Q/3{,}6v_{тс}$, (9.4)
- общая ширина отстойника B, м $B = \omega/H_{тс}$, (9.5)
- общая длина отстойника L,м $L = l_1 + l_{тс} + l_2$. (9.6)

Здесь Q – расчетный расход, м^3/ч; $v_{тс}$ – средняя скорость рабочего потока, мм/с; l – длина приемной камеры, l = 1– 1,5м; $l_{тс}$ – длина тонкослойных элементов, $l_{тс}$=1,5–3 м; l_2 – длина выходной части отстойника, l_2 = 0,5 –1м; $H_{тс}$ – высота тонкослойных блоков, $H_{тс}$ = 1– 1,5м. Средняя скорость рабочего потока в зависимости от требуемой степени очистки поверхностного стока городских территорий от взвешенных веществ при принятой длине тонкослойных элементов принимается по табл. 9.8.

Определив конструктивные размеры тонкослойного отстойника,

исходя из обеспечения необходимой степени очистки по взвешенным веществам, проводят поверочный расчет по эффективности очистки поверхностного стока от нефтепродуктов. При этом эффективность задержания нефтепродуктов в тонкослойном отстойнике в зависимости от длины тонкослойных элементов и скорости движения жидкости проверяется по табл. 9.9.

Количество осадка $P_{ос}$ (м/ч), выделяемого в отстойных сооружениях, следует определять исходя из концентрации взвешенных веществ в поступающем стоке C_0 и в отстойном стоке $C_{ос}$:

$$P_{ос} = \frac{Q \cdot (C_0 - C_{ос})}{(100 - b) \cdot \rho_{ос} \cdot 10^4}, \qquad (9.7)$$

где Q – расход сточных вод, м³/ч; b – влажность осадка,%; $\rho_{ос}$ - плотность осадка, г/см³.

Таблица 9.8

Скорость рабочего потока в зависимости от эффекта удаления взвешенных веществ для дождевого стока (в числителе) и талого стока (в знаменателе)

Эффект осветления, %	Скорость течения (мм/с) при длине тонкослойных элементов, м		
	1,5	2	3
55	10/–	–	–
60	6,1/–	9/–	–
65	4,2/–	6/–	8,5/–
70	2,9/–	4,3/–	6,0/–
75	2,0/–	3/–	4,3/–
80	1,4/–	2/–	3/–
85	0,9/8	1,2/10	1,8/–
90	0,5/4,3	0,65/6	1/9,6
95	0,2/2	0,2/3	0,2/4

Исходя из объема образующегося осадка и вместимости зоны его накопления в отстойном сооружении определяется интервал времени между выгрузками осадка.

В зависимости от принятого типа отстойного сооружения удаление осадка предусматривается самотеком, под гидростатическим давлением,

насосами, гидроэлеваторами, ковшовыми элеваторами, грейфером, бульдозерами, экскаваторами и другими машинами.

Таблица 9.9

Скорость рабочего потока в зависимости от эффекта очистки поверхностного стока от нефтепродуктов для дождевого стока (в числителе) и талого стока (в знаменателе)

Эффект очистки, %	Скорость течения (мм/с) при длине тонкослойных элементов, м		
	1,5	2	3
60	4,4/–	6,2/–	9,2/–
65	3,5/–	4,5/–	6,0/–
70	2,3/–	3,4/–	4,3/–
75	1,7/9,1	2,5/10,2	3,0/–
80	1,0/5,5	1,8/7,1	2,0/9,9
85	0,8/4,0	1,0/5,5	1,2/6,8
90	0,5/2,6	0,8/3,9	0,65/5,3
95	0,2/1,0	0,2/2,5	0,2/3,2

Тип отстойных сооружений следует выбирать на основании технико-экономических расчетов с учетом производительности и схемы очистных сооружений, очередности строительства, характеристики грунтов, рельефа площадки, уровня грунтовых вод, требуемой степени очистки и др. Отстойные сооружения могут быть железобетонными или земляными.

Железобетонные отстойники целесообразны при расходах сточных вод до 500 л/с, а также при неблагоприятных гидрогеологических условиях. При расходе до 300 л/с возможно применение отстойников закрытого типа, т.е. подземных железобетонных сооружений. При больших расходах экономически целесообразно устраивать пруды-отстойники.

9.3.2. Фильтрование

При раздельной очистке поверхностного стока дополнительное снижение содержания примесей может быть достигнуто за счет фильтрования, реагентной обработки и флотации. Для доочистки сточных вод от взвешенных веществ и нефтепродуктов их чаще всего фильтруют. Общая площадь фильтров определяется исходя из сточных вод, скорости

фильтрования и режима промывки. Традиционные песчаные фильтры, хотя и обеспечивают удаление основной массы загрязнений, но в условиях периодического поступления сточных вод на очистку возникают сложности их регенерации и эксплуатации. Из фильтров с природной загрузкой для доочистки поверхностного стока успешно применяют каркасно-засыпные фильтры конструкции ВНИИ ВОДГЕО (рис. 9.13), которые представляют собой двухслойный фильтр с нисходящим потоком воды. Для загрузки каркаса используется крупный гравий или щебень крупностью 40–60 мм, а для засыпки – песок крупностью 1–1,25 мм, который свободно проникает и опускается через канал каркаса в нижние его слои. При безреагентном фильтровании поверхностного стока концентрация взвешенных веществ и нефтепродуктов в фильтрате не превышает соответственно 5 и 3 мг/л. Продолжительность фильтроцикла при скорости фильтрования 10 м/ч в зависимости от исходной концентрации составляет 30–36 ч. Контактная коагуляция позволяет обеспечить при той же скорости фильтрования концентрацию взвешенных веществ 3 мг/л и нефтепродуктов – 1–1,5 мг/л, продолжительность фильтроцикла при этом составляет 20–24 ч.

Поскольку поверхностный сток содержит значительное количество нефтепродуктов, целесообразно применение фильтрующих полимерных материалов с олеофильными свойствами, таких как высокопористый полистирол и пенополиуретан. Применение синтетических материалов, пористость которых достигает 95 %, позволяет повысить скорость фильтрования, увеличить продолжительность фильтроцикла и осуществлять процесс очистки с меньшими затратами, чем при фильтровании на обычных зернистых фильтрах. Во ВНИИВО разработан ряд конструкций фильтров, состоящих из одной, двух или трех последовательно работающих секций, расположенных в одном корпусе, где в качестве загрузки используется измельченный пенополиуретан с размерами гранул 10–15 мм и пор – 0,8–1,2 мм.

При регенерации загрузки ее промывают водой, одновременно перемешивая сжатым воздухом, и отжимают с помощью поршневого устройства с механическим или гидравлическим приводом. Удаление основной массы задержанных примесей достигается при трехкратном отжатии загрузки с перемешиванием. При механическом отжатии загрузки в водной среде практически полностью восстанавливается ее поглощающая способность. Необходимый объем промывной воды при водовоздушной промывке соответствует двукратному объему загрузки.

При безреагентном фильтровании эффект осветления воды в этих фильтрах существенно зависит от высоты фильтрующего слоя и скорости фильтрования. При высоте слоя загрузки 1 и 1,5 м и скоростях фильтрования 10–30 м/ч эффект осветления составляет соответственно 85–60 и 90–75 %. Уменьшение высоты загрузки и увеличение скорости фильтрования приводит к снижению эффекта осветления. Обобщенные данные, характеризующие эффективность работы пенополиуретанового фильтра по удалению взвешенных веществ при безреагентном фильтровании (среднее содержание взвешенных веществ в исходной воде 200 мг/л), приведены в табл. 9.10.

Таблица 9.10

Эффект осветления поверхностного стока в зависимости от скорости фильтрования и высоты слоя фильтрующей загрузки (пенополиуретана), %

Скорость фильтрования, м/ч	Эффект осветления при продолжительности фильтрования, ч							
	10	20	30	40	50	60	70	80
Высота слоя загрузки 1,5 м								
10	89,0	89,0	88,4	87,6	86,6	84,8	83,0	81,2
15	85,0	83,9	82,5	80,8	78,8	76,0	72,7	70,0
20	81,4	79,6	77,3	73,8	70,1	66,4	62,6	58,6
25	77,5	74,7	70,5	66,0	60,7	56,0	51,0	–
30	73,5	69,3	64,0	57,3	–	–	–	–
40	62,3	56,6	48,0	39,0	–	–	–	–
Высота слоя загрузки 1 м								
10	84,6	84,1	83,4	81,0	77,0	71,5	65,8	60,1
15	79,7	78,9	77,0	73,2	68,4	62,6	56,8	51,1
20	74,8	73,6	70,6	65,0	59,4	53,6	48,0	42,2
25	68,8	67,0	63,3	56,3	50,6	43,3	37,2	–
30	63,0	60,8	–	–	–	–	–	–
Высота слоя загрузки 0,5 м								
10	72,0	71,3	69,4	63,5	56,4	49,3	42,2	–
15	63,9	68,2	58,0	51,0	44,0	–	–	–
20	59,8	58,8	–	–	–	–	–	–

Грязеемкость 1 $м^3$ загрузки из пенополиуретана во много раз превосходит грязеемкость 1$м^3$ песчаной загрузки и в зависимости от условий фильтрования изменяется от 40 до 200 кг. При высоте слоя

загрузки 1 м потери напора в начале фильтроцикла составляют 0,2–0,6 м вод. ст., а через 50 ч при скорости фильтрования 10–25 м/ч повышаются до 0,3–0,9 м вод. ст.

При контактной коагуляции эффективность работы фильтров повышается. Так, например, при обработке поверхностного стока флокулянтом ПАА (дозой 1 мг/л) эффект осветления при высоте слоя загрузки 1,5 м составляет 93–99 % в зависимости от скорости фильтрования, при высоте слоя 1м – 85–95 % , при высоте слоя 0,5 м – 85 %.

При флокуляционной обработке поверхностного стока рекомендуется высота слоя загрузки 1–1,5 м, скорость фильтрования – 20–25 м/ч. При этом эффект осветления по взвешенным веществам составляет 90–95 %, грязеемкость 1м³ загрузки – 50 кг, плотность загрузки – 50–70 кг/м³, потери напора в начале фильтроцикла – 0,5–0,6 м вод. ст., в конце – 1–2 м вод. ст. Продолжительность фильтрования при исходной концентрации взвешенных веществ 200 мг/л и высоте слоя загрузки 1,5 м составляет от 12 до 50 ч в зависимости от скорости фильтрования.

НИИ КВОВ рекомендует для доочистки отстоянного поверхностного стока листовой открытоячеистый полиуретан толщиной 20–30 мм с крупностью пор 0,4 мм (максимальная пористость – 95–98 %) и разработал многопоточный фильтр с вертикальными рамками. Регенерация фильтрующего материала осуществляется с помощью вакуум-отсоса загрязнений. При скоростях фильтрования 0,3–2 м/ч или 15–20 м/ч, приходящейся на 1м² площади фильтра в плане, поверхностного стока с исходной концентрацией взвешенных веществ 200–350 мг/л и нефтепродуктов 4–10 мг/л эффект очистки соответственно составлял 85–95 % и 80–90 %. При достижении предельной потери напора 500 мм средняя грязевая нагрузка 1 м² площади фильтра составляет 2,9–3,4 кг.

Во ВНИИ ВОДГЕО разработаны рекомендации по глубокой доочистке поверхностного стока от нефтепродуктов фильтрованием через активные угли. Так, при фильтровании через мезопористый ископаемый уголь можно снизить содержание нефтепродуктов до 0,3 мг/л. Для достижения концентрации нефтепродуктов 0,05 мг/л дополнительно требуется фильтрование через активный уголь, в частности через БАУ.

Наряду с указанными в п. 9.2 материалами для загрузки фильтров может быть использован топливный шлак ТЭС – продукт водной грануляции минеральной части топлива. Топливный шлак проходит

стадию расплава минеральной части и резкого охлаждения в водяной ванне, что обеспечивает чистоту структуры, повышенную механическую прочность и химическую стойкость (прил. 19). Вследствие простоты приготовления фильтрующих загрузок из топливного шлака и дешевизны сырья они могут быть наиболее дешевыми. Значения плотности и объемной массы топливного шлака примерно такие же, как у кварцевого песка, гидравлическая крупность несколько меньше, а адгезионная способность в 2 раза выше. Межзерновая пористость загрузки может быть принята 0,55. При применении топливных шлаков скорость фильтрования может быть повышена в 1,6–2 раза, грязеемкость – в 2–2,5 раза по сравнению с кварцевым песком. Параметры очистки общего поверхностного стока предприятий черной металлургии фильтрованием (прил. 18) при исходной концентрации 100–150 мг/л приведены в табл.9.11.

Таблица 9.11

Усредненные результаты по очистке поверхностных сточных вод фильтрованием

Скорость фильтрования	Содержание взвешенных веществ (мг/л) при фильтровании	
	через пенополистирольную загрузку	через антрацито-кварцевую загрузку
20	22	10
25	29	14
40	31	25
50	35	25

Содержание масел в осветленной воде после фильтров при скорости фильтрования 20 м/ч и исходной концентрации 30 мг/л составляет 20–22 мг/л при фильтровании через пенополистирольную загрузку и 15 мг/л – через антрацито-кварцевую загрузку. Так как любое отстаивание не обеспечивает необходимое качество очищенной воды, СПбГАСУ в последнее время проводились исследования по выбору наиболее рационального вида загрузки. Результаты этих исследований приведены в табл. 9.12. На основании полученных данных сделан вывод о целесообразности использования для фильтрации керамзитовой загрузки, так как именно она обеспечивает более высокую эффективность извлечения нефтепродуктов из дождевых сточных вод, что является наиболее сложной проблемой при очистке дождевых стоков.

Таблица 9.12

Фильтрация дождевых сточных вод на зернистой загрузке

Вид фильтрующей загрузки	Концентрация загрязнений, мг/л*		Эффект очистки, %
	в исходной воде	в очищенной воде	
Кварцевый песок	360,0/14,1	6,6/7,0	98,2/50,4
	231,0/5,5	8,3/2,9	96,4/47,0
	160,0/19,8	2,1/8,2	98,7/58,6
	72,0/6,1	16,8/3,1	76,7/49,0
	49,0/15,0	7,1/6,1	85,6/59,3
	29,5/7,4	1,3/1,1	75,0/15,3
	18,0/10,6	4,4/4,2	74,8/60,4
Керамзит	360,0/14,1	48,6/6,6	86,5/53,3
	160,0/15,0	30,0/7,4	81,3/62,6
	72,0/6,1	15,2/2,4	78,8/60,0
	49,0/15,0	14,1/5,8	71,2/61,3
	29,5/8,7	1,3/0,4	70,5/65,4

* В числителе приведены значения, соответствующие очистке от взвешенных веществ, в знаменателе – очистке от нефтепродуктов.

Эффективность удаления нефтепродуктов на керамзитовой загрузке составляет 53,3–65,4 %, несмотря на это остаточное содержание нефтепродуктов (0,4–7,4 мг/л) не соответствует требованиям к качеству очищенной воды. Диапазон остаточных концентраций свидетельствует о наличии в воде либо растворимых, либо мелко эмульгированных нефтепродуктов, которые практически не удаляются при механической очистке. Поэтому для дальнейшей очистки от нефтепродуктов целесообразно использование сорбционных материалов. Результаты сравнительных исследований (табл. 9.13) свидетельствуют о несомненной эффективности углеродсодержащего волокна.

$$\ln Э_{оч} = 4{,}5 - \frac{9{,}66}{V_ф^2} + 0{,}083 \cdot \ln C_0, \qquad (9.8)$$

где $Э_{оч}$ – эффект сорбции нефтепродуктов, %; C_0 – концентрация нефтепродуктов в дождевых сточных водах, мг/л; $V_ф$ – скорость фильтрации жидкости, м/ч.

Таблица 9.13

Эффективность сорбции нефтепродуктов на различных сорбентах

Вид фильтрующей загрузки	Концентрация загрязнений, мг/л		Эффект очистки, %
	в исходной воде	в очищенной воде	
Полистирол	0,4–8,2	0,19–2,5	51,4–69,6
Древесная стружка	0,4–8,2	0,24–3,46	40–57,8
Торф	0,4–7,4	0,24–3,72	39–49,7
Сипрон	0,4–8,2	0,39–7,0	2,9–14,6
Углеродсодержащее волокно	0,4–8,2	0,03–0,09	92,5–98,9

Влияние указанных параметров на процесс сорбции нефтепродуктов наглядно представлено на рис. 9.13.

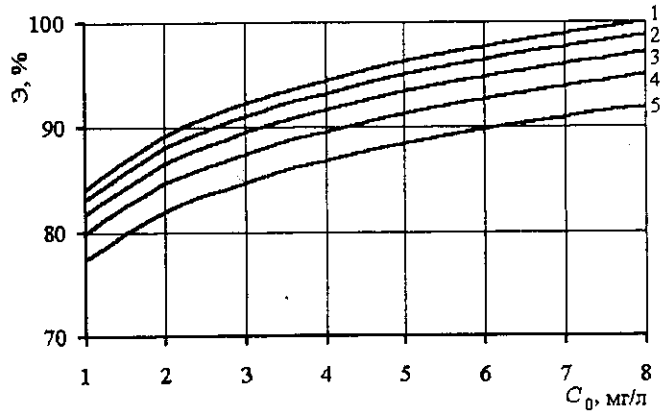


Рис. 9.13. Зависимость эффекта извлечения нефтепродуктов при их сорбции на углеродсодержащем волокне: 1 – при $V_ф$ = 12 м/ч; 2 – при $V_ф$ = 11 м/ч; 3 – при $V_ф$ = 10 м/ч; 4 – при $V_ф$ = 9 м/ч; 5 – при $V_ф$ = 8 м/ч

Грязеемкость углеродсодержащего волокна при сорбции нефтепродуктов может быть определена по формуле (9.9), справедливой для диапазона остаточных концентраций нефтепродуктов от 0,05 до 2,93 мг/л:

$$Г = 0{,}082 + 0{,}535 \cdot \sqrt{C_{оч}}, \qquad (9.9)$$

где Г – грязеемкость углеродсодержащего сорбента, мг/г; $C_{оч}$ – остаточная концентрация нефтепродуктов, мг/л.

В ряде случаев при повышенном содержании в поверхностном стоке нефтепродуктов для его очистки могут применяться флотаторы-отстойники, фильтры-флотаторы, коалесцирующие фильтры. Проведенные ВНИИЖТ наблюдения за работой флотаторов-отстойников и зернистых фильтров показали, что при исходном содержании нефтепродуктов и взвешенных веществ до нескольких граммов на 1 л их содержание в 1 л очищенной воды составляет 10–20 мг, т.е. эффект очистки достигает 98–99 %.

Фильтр-флотатор, разработанный в Брестском инженерно-строительном институте, работает следующим образом. Сточная вода, смешанная при необходимости с реагентами, поступает по лотку в камеру хлопьеобразования. Хлопья скоагулированной взвеси вместе с водой за счет эрлифтного эффекта вовлекаются под полупогруженную перегородку в камеру флотации и извлекаются пузырьками воздуха в виде пенного продукта, который скребковым механизмом направляется в трубопровод и удаляется на обезвоживание. Далее сточная жидкость проходит через толщу кольцевого конического слоя водовоздушной смеси и поступает для очистки на фильтр. Грубодисперсные скоагулированные примеси сползают по наклонной стенке корпуса флотатора в лоток и удаляются с промывной водой при промывке фильтра. Фильтр-флотатор может работать в режимах пневматической и напорной флотации с высокой интенсивностью и эффективностью очистки стоков.

Для грубого выделения нефтепродуктов из сточной жидкости, задержания особо крупных хлопьев, интенсификации процесса промывки загрузки фильтра, дополнительной дегазации жидкости перед поступлением на фильтр и предохранения загрузки от закупоривания пузырьками воздуха в пространстве между флотационной камерой и загрузкой фильтра предлагается устраивать коалесцирующую загрузку из крупных зернистых материалов. При промывке фильтрующая загрузка заполняет поры коалесцирующей загрузки и вследствие большого абразивного действия оба загрузочных материала интенсивно освобождаются от загрязнения.

9.3.3. Обработка осадков

На станциях очистки поверхностного стока осадок либо вывозится автоцистернами с вакуумными насосами или автосамосвалами в специально отведенные места, либо сушится на резервной секции пруда-

отстойника или иловых площадках, либо подвергается механическому обезвоживанию на фильтрах или обрабатывается совместно с осадками природных или сточных вод, остающихся в очистных сооружениях. При производительности очистных сооружений до 150 л/с целесообразно вывозить осадок автотранспортом. Если для очистки поверхностного стока устраиваются пруды-отстойники, то рекомендуется предусматривать дополнительную секцию для обработки осадка. По мере накопления осадка выключается одна из секций отстойника, из которой вытекает осветленная вода. Осадок влажностью 50–60 % удаляется бульдозерами, экскаваторами, грейферами и другими механизмами. При наличии свободных площадей могут предусматриваться иловые площадки, на которых осадок высушивается до влажности 50 %. Иловые площадки рекомендуется проектировать в виде накопителей, где происходит как отстаивание, так и поверхностное удаление иловой воды. Если позволяют гидрогеологические условия, накопители проектируют на естественном основании.

9.4. Технико-экономические показатели различных методов очистки поверхностного стока

Для выбора наиболее выгодного варианта системы дождевой канализации необходимо производить технико-экономические расчеты, т.е. по каждому варианту определять строительную стоимость и эксплуатационные затраты. Стоимость определяется сметами. Эксплуатационные затраты подсчитываются по соответствующей калькуляции. Если по первому варианту строительная стоимость C_1, а величина ежегодных затрат на эксплуатацию – $Э_1$, а для второго варианта соответственно C_2 и $Э_2$, то при $C_1 > C_2$ и $Э_1 > Э_2$ второй вариант очевидно экономичнее первого. Когда при сравнении вариантов получаются соотношения $C_1 > C_2$ и $Э_1 < Э_2$ или $C_1 < C_2$ и $Э_1 > Э_2$, то для решения вопроса о выборе экономически выгодного варианта необходимо устанавливать сроки окупаемости T или обратные им величины коэффициентов экономической эффективности E:

$$T = \frac{C_1 - C_2}{Э_1 - Э_2} \qquad (9.10)$$

$$E = 1/T = (Э_2 - Э_1)\,(C_1 - C_2). \qquad (9.11)$$

Вариант с меньшим нормативным сроком окупаемости считается более экономичным. Обычно принимается $T = 6–10$ лет, а $E = 0{,}15–0{,}10$. Для предварительного определения строительной стоимости (при отсутствии смет) пользуются укрупненными показателями, разработанными на основании смет для аналогичных объектов и дающими стоимость отдельных сооружений на единицу пропускной способности, емкости, мощности, длины и т.п. Годовые затраты по эксплуатации системы канализации З слагаются из расходов на электроэнергию и топливо; материалы, в том числе химические реагенты, используемые для очистки воды; амортизационные отчисления, включая отчисления на капитальный ремонт; заработную плату рабочих; оплату воды; прочие прямые затраты; цеховые и общие расходы, связанные с эксплуатацией системы канализации; внеэксплуатационные расходы.

Суммарная норма амортизационных отчислений B (в % от первоначальной стоимости) составляет

$$B = (K + P_к - M)/T, \qquad (9.12)$$

где K – первоначальная стоимость основных средств; $P_к$ – сумма затрат на капитальные ремонты в течение всего срока службы основных средств; M – остаточная стоимость основных средств к концу срока их службы; T – число лет службы основных средств (срок окупаемости).

Амортизационные отчисления за один год составляют 6–7 % от стоимости основных фондов, в том числе отчисления на капитальные ремонты сооружений и оборудования – 2–3 %.

Себестоимость отвода дождевых вод с 1 га площади водосбора $C_б$ определяется делением общей суммы годовых эксплуатационных затрат Э на площадь F:

$$C_б = Э/F. \qquad (9.13)$$

Основные пути снижения себестоимости отведения воды: полное использование производственной мощности сооружений, интенсификация и применение новаторских методов, правильная организация

труда, экономия электроэнергии, повторное использование воды. При оценке эффективности мероприятий по очистке и использованию поверхностного стока в системах промышленного и сельскохозяйственного водоснабжения можно применять укрупненные технико-экономические показатели по системам отведения и очистки. В табл. 9.14 приведены технико-экономические показатели различных вариантов механической очистки земляных прудов-отстойников поверхностного стока и обработки осадков, по данным ЦНИИЭП инженерного оборудования.

Таблица 9.14

Технико-экономические показатели механической очистки (в ценах 1984 г.)

Показатель	Обработка осадков							
	в резервной секции				на иловых площадках			
Пропускная способность, м³/ч	500	1000	2000	4000	500	1000	2000	4000
Капитальные вложения, тыс. р.	123	171	219	375	146	230	352	679
Эксплуатационные затраты, тыс. р.	27	34	41	63	25	36	53	97
Стоимость строительства на 1 м³ суточной производительности, р.	44	31	20	16,8	55,5	41,8	31,8	30,9
Стоимость очистки 1 м³ стоков, к.	18	11	7	5	16	12	9	8
Приведенные затраты, тыс. р.	41,4	54,4	63	107,4	43	64	95	171,6

В табл. 9.15 приведены сравнительные капитальные вложения для различных вариантов очистки поверхностного стока с городских территорий и обработки осадков.

Высокая себестоимость очистки 1 м³ поверхностного стока обусловлена большой неравномерностью его поступления и необходимостью в связи с этим строительства дорогостоящих прудов-усреднителей и сооружений относительно большой производительности.

На основании обработки данных около 20 проектов во ВНИИ ВОДГЕО построен график зависимости себестоимости очистки поверхностного стока от суточной производительности очистных сооружений (рис. 9.14).

Таблица 9.15

Капитальные вложения станций очистки и обработки осадков, тыс. р. (в ценах 1984 г.)

Схема очистки	Производительность станций м³/ч, при обработке осадков							
	в резервной секции				на иловых площадках			
	500	1000	2000	4000	500	1000	2000	4000
Земляные пруды-отстойники	123	171	219	375	146	230	352	679
Пруды-отстойники железобетонные	209	281	363	645	203	303	448	882
Отстойники закрытого типа	–	–	–	–	130	248	–	–

Удельные затраты на строительство дождевой канализации колеблются в широких пределах: капитальные вложения на 1м³ суточной производительности составляют от 70 до 145 р., стоимость отвода и очистки воды – от 3 к. до нескольких рублей (в ценах 1984 г.).

Регулирование расходов дождевых вод перед подачей их на очистку позволяет снизить мощность очистных сооружений и усреднять концентрации загрязнений. Одной из основных проблем, решаемых при проектировании системы отведения и очистки дождевых вод, является вопрос оптимизации системы регулирующий резервуар – очистные сооружения. Здесь решаются две задачи: одна направлена на поиск оптимальных объемов регулирующего резервуара и производительности очистных сооружений при заданных параметрах площади водосбора, а другая, обратная – на поиск рациональной площади стока (модуль), обеспечивающей минимальные затраты на регулирование и очистку.

Наиболее универсальными критериями, позволяющими увязывать основные показатели перечисленных систем и оценивать эффективность различных решений, являются экономические показатели. В данном случае в качестве критерия оценки можно принять приведенные затраты. Тогда в общем виде задачу оптимизации можно описать уравнением

$$\min \Pi_c = \min \sum_{i=1}^{n} \Pi_i , \qquad (9.14)$$

где Π_c – приведенная стоимость всей системы регулирования и очистки; Π_i – приведенная стоимость i-го компонента системы; n – количество компонентов системы.

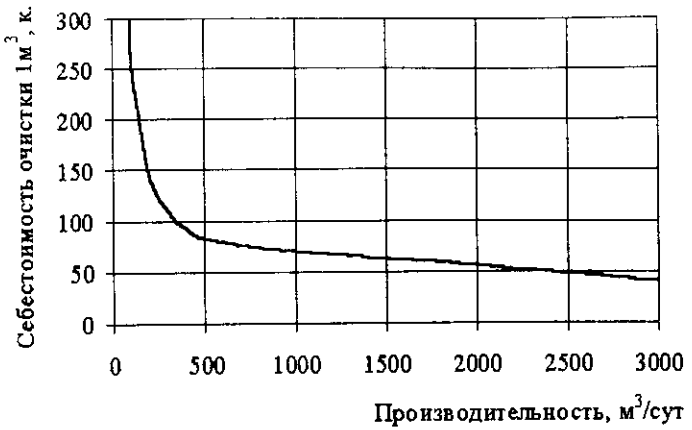


Рис. 9.14. Зависимость себестоимости очистки поверхностного стока от суточной производительности очистных сооружений

На основе анализа типовых проектов сооружений регулирования и очистки поверхностного стока в СПбГАСУ [4] были получены зависимости для регулирования стоимостных показателей различных сооружений. На рис. 9.15 приведена зависимость, характеризующая влияние общего объема регулирующего резервуара и количества секций в нем на приведенные затраты по строительству такого резервуара. Эта зависимость описывается уравнением

$$\Pi_{рез} = 10{,}747 + 5{,}09 \cdot \sqrt{N} \cdot \ln N + 1{,}94 \cdot W_{рез} , \qquad (9.15)$$

где $\Pi_{рез}$ – приведенные затраты на строительство резервуара, тыс. р.; $W_{рез}$ – объем регулирующего резервуара, тыс. м³; N – количество секций в резервуаре.

Данная зависимость получена для закрытых железобетонных резервуаров с глубиной заложения 5–5,5 м при условии разработки мягких грунтов. На рис. 9.16 приведены затраты на строительство дождевой сети в зависимости от объема коллектора $W_{сет}$ и продолжительности концентрации стока T_0. Эта зависимость может быть выражена уравнением

$$C_{сет} = 1 \Big/ \left(\frac{0{,}604}{T_0^2} + \frac{4{,}91}{W_{сет}} \right), \qquad (9.16)$$

где $C_{сет}$ – стоимость прокладки дождевого коллектора, тыс. р.; $W_{сет}$ – объем дождевого коллектора, м^3.

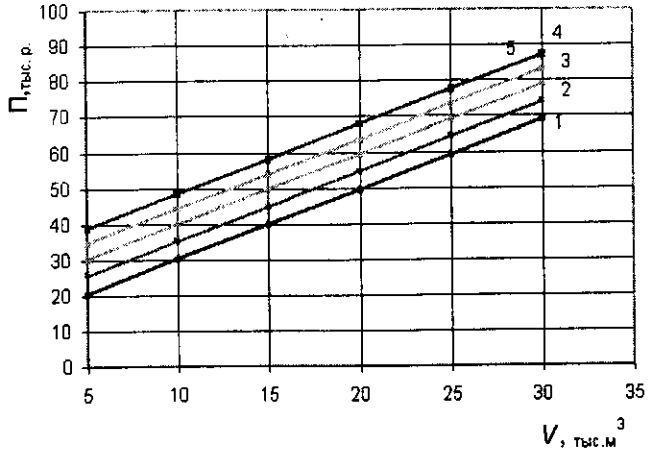


Рис. 9.15. Приведенные затраты на строительство регулирующего резервуара:
1, 2, 3, 4 и 5 – количество секций

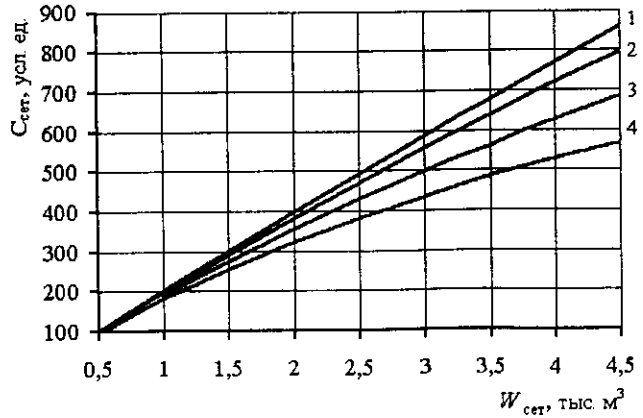


Рис. 9.16. Капитальные затраты на строительство дождевой сети в зависимости от объема коллектора и времени концентрации стока:
1 – при T_0 = 90 мин; 2 – при T_0 = 60 мин; 3 – при T_0 = 40 мин;
4 – при T_0 = 30 мин

На рис. 9.17 представлены графические зависимости, позволяющие найти приведенные и эксплуатационные затраты для сооружений очистки дождевых вод как функцию от производительности сооружений и количества ступеней очистки.

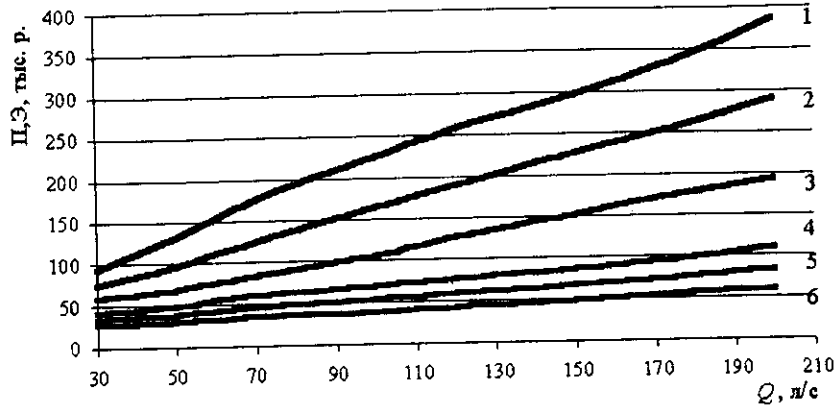


Рис. 9.17. Приведенные и эксплуатационные затраты сооружений по очистке дождевых вод: 1, 2, 3 – приведенные затраты для 3, 2, 1-й ступеней фильтрации соответственно, тыс. р.; 4, 5, 6 – эксплуатационные затраты для 3, 2, 1-й ступеней фильтрации соответственно, тыс. р.

Уравнение (9.17) позволяет аналитически выразить данную графическую зависимость:

$$П_{ос} = \frac{18,79 - 5,49 \cdot m + 0,283 Q_р}{1 - 0,47 \cdot m + 0,062 \cdot m^2 + 0,002 \cdot Q_р - 5,11 \cdot 10^{-6} \cdot Q_р^2}, \qquad (9.17)$$

где $П_{ос}$ – приведенные затраты на строительство очистных сооружений, тыс. р.; m – количество ступеней фильтрации дождевых вод; $Q_р$ – расход дождевых вод, подаваемых на очистные сооружения, л/с.

Данная зависимость достаточно точно описывает стоимостные показатели очистки дождевых вод для диапазона производительности очистных сооружений от 20 до 220 л/с.

$$\min П_п = \min\left[10,747 + 5,09 \cdot N^{0,5} \cdot \ln N + 19,39 \cdot H_р \cdot \beta_р \cdot \psi_с \cdot F + \right.$$

$$+\frac{18,79-5,49\cdot m+0,283Q_{р}}{1-0,47\cdot m+0,062\cdot m^{2}+0,002\cdot Q_{р}-5,11\cdot 10^{-6}\cdot Q_{р}^{2}}] \qquad (9.18)$$

при $0 < Q_{р} < 300$ л/с.

Здесь $H_{р}$ – суточный слой осадков заданной обеспеченности, мм; $\beta_{р} = W_{рез}/W_{ст} = H_{рез}/H_{р}$ – коэффициент емкости регулирующего резервуара; $W_{рез}$ – объем регулирующего резервуара; $W_{ст}$ – объем суточного стока заданной обеспеченности; $H_{рез}$ – слой осадков соответствующий объему регулирующего резервуара, мм; $\psi_{с}$ – суточный коэффициент стока.

Выбор оптимальных решений в области рационального использования и охраны окружающей среды в настоящее время основан на использовании целевой функции – минимум приведенных затрат. Но применение этого критерия для сравнения вариантов допустимо лишь при условии приведения вариантов к тождественному хозяйственному результату не только по объемам производства, но и по воздействию на окружающую среду. Задачей технико-экономических расчетов является выбор решения, обеспечивающего достижение требуемого производственного результата при концентрации загрязняющих веществ, не превышающих предельно допустимые значения в условиях ограниченных и заданных ресурсов.

Основные положения расчета экономической эффективности можно свести к следующему.

Сопоставим два варианта комплекса водоохранных мероприятий, используя следующие обобщенные показатели: К – капитальные вложения для создания технических средств водоохранного назначения; Э – эксплуатационные издержки при непрерывном функционировании технических средств; В – объем уничтожаемого загрязняющего вещества в результате внедрения технических средств; W – потребительский эффект, который выражает тот или иной результат от предотвращения производственных выбросов.

В реальных условиях часто встречается следующая форма сопоставления показателей вариантов водоохранных мероприятий:

$$К_{2} > К_{1},\ Э_{2} > Э_{1},\ В_{2} > В_{1},\ W_{2} = W_{1}.$$

Первый вариант предпочтительнее по капитальным вложениям и эксплуатационным затратам, а второй – по объему уничтожаемого загрязняющего вещества. Использовать критерий минимума приведенных затрат допустимо лишь при условии приведения вариантов к тождественному результату. Правило тождества выражается условием $В_{2} = В_{1} + \Delta В$.

Приращение капиталовложений $\Delta К$ и ежегодных издержек $\Delta Э$ обуславливает увеличение объема уничтожаемого загрязняющего вещества на $\Delta В$. Для приведения вариантов к тождественному результату необходимо пересчитать показатели первого варианта: $К_{1}\cdot\frac{В+\Delta В}{В}$, $Э_{1}\cdot\frac{В+\Delta В}{В}$ и использовать скорректированный показатель для выбора варианта с большим экологическим эффектом:

$$Э_{2} + Е_{н}К_{2} \le Э_{1} + \Delta Э + Е_{н}(К_{1} + \Delta К). \qquad (9.19)$$

После преобразований получим условие целесообразности дополнительных затрат:

$$\frac{\Delta Э + Е_{н}\cdot\Delta К}{\Delta В} \le \frac{Э_{1} + Е_{н}\cdot К_{1}}{В_{1}}. \qquad (9.20)$$

Соотношение (9.20) показывает, что для принятия варианта водоохранных мероприятий с большим экологическим эффектом необходимо, чтобы приращение приведенных затрат, отнесенное к дополнительному объему уничтожаемого загрязняющего вещества, было меньше или равно приведенным затратам базового варианта. Или иначе, дополнительные приведенные затраты, отнесенные к приведенным затратам базисного варианта, должны быть не больше относительного прироста экологического эффекта

$$\Delta З/З \le \Delta В. \qquad (9.21)$$

Теперь рассмотрим случай распределения объема загрязняющего вещества В на n водоохранных установках так, чтобы суммарные затраты были минимальными. Затраты на уничтожение загрязняющего вещества

на каждой установке ($i = 1, 2\ldots n$) являются функциями выхода вещества $b_1, b_2 \ldots b_n$ и равняются соответственно $З_1(b_1), З_2(b_2) \ldots З_n(b_n)$. При этом будем иметь в виду, что затраты на обезвреживание вещества возрастают при увеличении его количества, т.е. $\partial^2 З_i / \partial b_i^2 > 0$. Математическая формулировка задачи: найти такие переменные $b_1, b_2 \ldots b_n$,чтобы

$$З_0 = \sum_{i=1}^{n} З_i \cdot b_i = \min \tag{9.22}$$

при условии

$$\sum_{i=1}^{n} b_i = B\left(b_i \geq 0,\ i = 1 \ldots n\right). \tag{9.23}$$

Распределение уничтожаемых загрязняющих веществ между водоохранными установками оптимально, если предельные затраты по их уничтожению на этих сооружениях равны между собой:

$$\delta З_1 / \delta b_1 = \delta З_2 / \delta b_2 = \delta З_n / \delta b_n = \lambda. \tag{9.24}$$

Если предельные затраты на обезвреживание загрязняющего вещества на отдельных сооружениях разные, то выгодно перераспределить заданный объем уничтожаемых веществ, уменьшив его на тех сооружениях, где предельные затраты выше, и увеличив там, где они ниже; это приведет к снижению совокупных затрат.

Если на всех водоохранных установках предельные затраты на уничтожение загрязняющих веществ одинаковы, то можно говорить об общих предельных затратах на их уничтожение, которые равняются λ. Если заданный объем загрязняющего вещества распределен между водоохранными установками не оптимально, то условие (9.24) не выполняется и нельзя говорить о каких-либо обобщающих нормативах уничтожения загрязняющих веществ; в этом случае затраты различны для каждой водоохранной установки. Используя вышеприведенные решения, рассмотрим задачу оптимального выбора структуры водоохранных мероприятий от загрязнения водоемов. Критерием выбора водоохранных мероприятий может служить минимум совокупных текущих и единовременных затрат на мероприятия: а) по предотвращению

загрязнения водоемов (водоохранные установки) –$З_{вм}$; б) по компенсации негативных социальных, экологических и экономических последствий, обусловленных превышением фактических загрязнений над естественным загрязнением – $З_к$.

Математическая формулировка задачи: найти среди значений задержанных загрязнений $C_1, C_2 \ldots C_n$ оптимальную величину $C_{опт}$, чтобы

$$З_c = З_{вм} \cdot (C_i) + З_к \cdot C_j = \min, \tag{9.25}$$

при наличии ограничивающего условия

$$C_ф \leq C_{тр}. \tag{9.26}$$

Так как суммарные затраты состоят из двух составляющих, которые с изменением концентрации загрязнений изменяются в противоположных направлениях, то в общем их можно аппроксимировать простыми функциями:

1. Затраты на водоохранные мероприятия аппроксимируем простой линейной функцией

$$З_{вм} \cdot (C_i) = a_0 + a \cdot C_ф, \tag{9.27}$$

где a_0 – постоянные затраты на водоохранные мероприятия, не связанные с концентрацией загрязнений (например, на мероприятия, обусловленные ликвидацией поверхностно-активных веществ, нефтепродуктов, фенолов и т.д.); a – дополнительные затраты на ликвидацию единицы количества загрязнения.

2. Затраты на компенсацию негативных социальных последствий аппроксимируются функцией

$$З_к \cdot (C_i) = b_0 + \beta / C_ф, \tag{9.28}$$

где b_0 – постоянные затраты на компенсационные мероприятия, не зависящие от затрат на водоохранные мероприятия; β – коэффициент переменной части компенсационных затрат, снижающийся при увеличении затрат на водоохранные мероприятия.

Определив значения a_0, a, b_0 и β, уравнение (9.27) можем записать

$$З_к \cdot (C_i) = a_0 + b_0 + a \cdot C_ф + \beta / C_ф. \tag{9.29}$$

Суммарные затраты на водоохранные и компенсационные мероприятия будут минимальны при экономически оптимальном задержании $C_{опт}$ загрязнений, величину которого найдем из равенства нулю первой производной суммарных затрат $З_c$ (относительно C):

$$\frac{dЗ_c}{dC} = a - \frac{\beta}{C_{опт}^2} = 0, \qquad (9.30)$$

откуда

$$C_{опт} = \sqrt{a/\beta}. \qquad (9.31)$$

Это значит, что суммарные затраты $З_c$ минимальны для такого значения C, при котором затраты на водоохранные и компенсационные мероприятия равны, или сокращение затрат на компенсационные мероприятия равняется росту затрат на водоохранные мероприятия.

Если при экономически оптимальном значении $C_{опт}$ будет выполняться условие (9.26) $C_{опт} < C_{тр}$, значит экономический оптимум соответствует оптимальному. Если же $C_{опт} > C_{тр}$, то следует обеспечивать санитарно-гигиенические требования к качеству воды и принимать $C = C_{тр}$, но для этого требуются дополнительные затраты.

Дополнительные затраты экономически будут оправданы, если имеет место соотношение

$$\frac{\Delta З}{\Delta C} = \frac{(З_{стр} - З_{опт})}{(C_{опт} - C_{тр})} \le \lambda_c. \qquad (9.32)$$

Норматив экономической оценки λ_c находится как множитель Лагранжа при минимизации модифицированного уравнения (9.29):

$$L = З_c(C_i) + \lambda_c(C_ф - C_{тр}) = \min, \qquad (9.33)$$

$$\lambda_c = \frac{\beta}{C_{тр}^2 - a}. \qquad (9.34)$$

Принятие этой оценки в качестве норматива дает возможность оценивать эффективность дополнительных затрат на водоохранные мероприятия.

Глава 10. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА В СИСТЕМАХ ТЕХНИЧЕСКОГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ

10.1. Возможности применения поверхностного стока в технологических процессах

Вода широко используется в большинстве технологических процессов. При этом наибольшее количество воды применяется в качестве хладагента, экстрагента, транспортирующего агента и при сочетании этих функций. По некоторым экспертным оценкам, на охлаждение технологического оборудования и продуктов расходуется около 70 % всей потребляемой промышленностью воды.

В России на предприятиях черной металлургии в зависимости от вида производства на охлаждение расходуется 30–85% воды, цветной металлургии – 10–40%, химической промышленности и производства минеральных удобрений – 70–80%, по производству различных полимеризационных пластмасс – 80–90%, нефтеперерабатывающей и нефтехимической промышленности – до 95%, машиностроительной промышленности – 50%. Для предприятий легкой промышленности характерно значительное (около 70%) использование воды в качестве экстрагента для промывки сырья и полуфабрикатов на разных стадиях технологического процесса, до 2% воды расходуется на приготовление различных растворов, остальное количество воды используется в качестве охлаждающего агента.

В США на предприятиях черной металлургии, автомобильной, производства неорганических красителей, целлюлозно-бумажной, свеклосахарной, консервной, плодоовощной, молокоперерабатывающей и нефтеперерабатывающей промышленности на цели охлаждения расходуется 20–60%; на предприятиях по производству алюминия, синтетических смол и азотных удобрений, нецеллюлозного органического волокна, газогенераторных заводов – 70–93%.

По данным японских специалистов, относительная доля воды, используемой на промышленных предприятиях страны для целей охлаждения, составляет: на сталеплавильных, химических – более 90%; резиновой промышленности – 87%, цветной металлургии – 80%, машиностроения – 45–60%, металлообрабатывающей промышленности – 35%, целлюлозно-бумажной промышленности – 10%.

Многообразие условий применения воды в производстве обуславливает многообразие требований к показателям ее качества. В общем случае использование воды в технологических процессах не должно приводить:

• к ухудшению качества выпускаемой продукции и нарушению технологического режима эксплуатации оборудования;

• агрессивному воздействию на трубопроводы и оборудование систем водоснабжения и водоотведения;

• выделению механических и солевых отложений в системе водоснабжения;

• развитию биологических обрастаний (бактерий, водорослей, инфузорий, червей, коловраток, грибков и т.п.);

• созданию опасности для здоровья обслуживающего персонала;

• загрязнению воздушного бассейна.

Санитарно-гигиенические требования заключаются в обеспечении безопасных эпидемиологических и токсикологических условий для персонала. Так как в ряде случаев поверхностный сток загрязнен бактериально, при его использовании в системах технического водоснабжения необходимо предусмотреть возможность обеззараживания. Для обеспечения эпидемиологической безопасности коли-индекс очищенного и обеззараженного поверхностного стока не должен превышать 100 в тех системах водоснабжения, где персонал непосредственно контактирует с водой, и 1000 – где такого контакта нет.

Поскольку при наличии в поверхностном стоке специфических токсичных примесей он, как правило, отводится и очищается совместно с производственными сточными водами, содержащими аналогичные соединения, дополнительных мероприятий по обеспечению его токсикологической безопасности не требуется.

Степень очистки поверхностного стока, используемого в системах технического водоснабжения, определяется требованиями к качеству технической воды, которые в каждом конкретном случае устанавливаются в зависимости от назначения воды (охлаждение, гидротранспорт и для паросиловых установок) и требований технологического процесса.

Так, например, качество воды как термоагента нормируется по ее термостабильности и антикоррозийной устойчивости. Биогенность обуславливается наличием биогенных элементов, органических веществ, температурой, содержанием кислорода, освещенностью и т.д. Для

предотвращения механических отложений в технической воде должно быть ограничено содержание взвешенных веществ, нефтепродуктов, масел, красок и т.д. При этом концентрация взвешенных веществ ограничивается не только по общему их количеству, но и по крупности. Требования к качеству оборотной воды в различных странах приведены в табл. 10.1.

Таблица 10.1

Требования к качеству оборотной воды охлаждающих систем

Показатель	Россия	США	Великобритания
Жесткость, мг-экв./л:			
общая	5–5,5	2,6	3
карбонатная	2–3	0,4	2
Общее солесодержание, мг/л	1200–3000	500	3000
Хлориды, мг/л	300–400	500	600
Сульфаты, мг/л	500–550	200	400
ХПК, мг/л	70–200	–	–
Взвешенные вещества, мг/л	20–500	–	–
pH	6,5–8,5	–	8

Приведенный перечень показателей и сложность физико-химических процессов, происходящих в охлаждающих системах, свидетельствуют о невозможности установления конкретных требований к качеству воды, используемой в процессах охлаждения. Кроме того, в настоящее время разработаны методы обработки воды, которые позволяют замедлить или предотвратить вышеуказанные отрицательные явления. В связи с этим целесообразно в каждом конкретном случае степень очистки поверхностного стока перед его использованием в оборотных системах определять на основе технико-экономического расчета с учетом возможности разбавления стока природной водой и применения методов кондиционирования воды.

Как показывают расчеты, поверхностного стока, формирующегося на территории промышленного предприятия, бывает недостаточно для обеспечения технологических потребностей, и этот сток может использоваться в смеси с речной водой или очищенными сточными водами. На предприятиях металлургической, нефтеперерабатывающей, нефтехимической, химической и некоторых других отраслей промышленности, расположенных в климатических зонах со средним годовым количеством осадков 400–600 мм, образующийся на промплощадках

поверхностный сток составляет до 30 % годового потребления воды предприятием. Степень очистки поверхностного стока зависит от требований к качеству воды, используемой на техноло-гические нужды.

10.2. Требования к качеству поверхностного стока для систем охлаждения

Очень перспективно использование очищенного поверхностного стока в оборотных системах охлаждающего водоснабжения. При этом требования к технологическим свойствам очищенного поверхностного стока сводятся к обеспечению эффективной работы теплообменных аппаратов, т.е. практически полному отсутствию образования на поверхности теплообменников солевых, биологических и механических отложений и коррозии оборудования. К образованию солевых отложений могут приводить ионы кальция, магния, алюминия, железа, цинка; фосфаты, сульфаты, силикаты, бикарбонаты, карбонаты. Процессы взаимодействия ионов и концентрация их насыщения зависят от температуры воды, ионной силы раствора, водородного показателя, содержания окислителей, восстановителей, диспергаторов с ПАВ. Процессы коррозии связаны с химическим составом воды и типами материалов, применяемых в коммуникациях и оборудовании. Важнейшими показателями при этом являются содержание кальция, хлоридов, сульфатов, карбонатов, бикарбонатов, кислорода, температуры и pH.

Определяющим фактором накипеобразования в оборотных системах является состояние насыщения воды по карбонату кальция. Процесс образования карбонатных отложений на поверхности теплообмена происходит при разложении бикарбоната кальция по схеме:

$2HCO_3^- \leftrightarrow CO_3^{2-} + H_2CO_3$ с одновременным процессом ассоциации:

$$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \leftrightarrow \underset{\text{молекулы}}{CaCO_3} \leftrightarrow \underset{\text{пересыщенный раствор}}{CaCO_3} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow CaCO_3 \leftrightarrow \underset{\text{амикрон}}{CaCO_3} \leftrightarrow \underset{\text{субмикрон}}{CaCO_3} \qquad (10.1)$$

Перераспределение форм углекислоты, находящихся в динамическом равновесии, происходит при изменении температуры воды в соответствии с изменением термодинамических констант первой и второй ступеней диссоциации угольной кислоты. При нагреве воды бикарбонатные ионы переходят в карбонатные, которые, реагируя с ионами кальция, образуют малорастворимое соединение – карбонат кальция, выпадающий в виде кристаллического осадка в теплообменных аппаратах и трубопроводах.

Широкое применение в мировой практике получили способы оценки стабильности воды по индексу насыщения карбонатом кальция (индекс Ланжелье – J) и по индексу стабильности (индекс Ризнера – J_c). Величина индекса Ланжелье есть разница между замеренной величиной pH_0 воды при ее фактической температуре и величиной pH, соответствующей равновесному насыщению воды карбонатом кальция при той же температуре. Величина pH зависит от температуры воды, содержания в ней кальция, щелочности и общего солесодержания. Для определения pH построена соответствующая номограмма, которая приведена в нормативных документах и специальной литературе.

Несмотря на то, что абсолютная величина индекса Ланжелье не является количественной оценкой интенсивности отложения карбоната кальция, существует следующая классификация воды:

- при $J > 2$ выражена тенденция к отложению на стенках труб карбоната кальция, что предохраняет их от коррозии;
- при $J = 0{,}5$ возможны незначительные накипеобразования или коррозия;
- при $J = 0$ равновесное состояние, но возможна питтинговая коррозия;
- при $J = -0{,}5$ возможны незначительная коррозия и отсутствие накипеобразования:
- при $J = -2$ образования карбоната кальция не происходит, вода содержит агрессивную двуокись углерода, коррозионно активна.

В отличие от индекса насыщения величина индекса стабильности (Ризнера) $J_c = 2pH_r - pH_0$ – является количественной характеристикой отклонения свойств воды от состояния стабильности: с уменьшением значения $J_c < 6$ возрастает интенсивность отложения в системе карбоната кальция; с увеличением $J_c < 7$ увеличивается коррозионная активность воды; равновесное состояние или слабая коррозия проявляются при J_c от 6 до 7.

Оценка стабильности и коррозионной активности поверхностного стока различных отраслей промышленности по индексам Ланжелье и Ризнера (табл. 10.2) показывает, что поверхностный сток является нестабильным и в системах могут иметь место незначительные карбонатные отложения и коррозия оборудования.

Таблица 10.2

Значения индексов Ланжелье и Ризнера для поверхностного стока предприятий различных отраслей промышленности

Характеристика предприятия	Температура, °С					
	30		35		40	
	J	J_c	J	J_c	J	J_c
Металлургический завод	–0,81	9,22	0,71	9,03	–0,62	8,48
Машиностроительный завод	–0,42	8,54	–0,32	8,25	0,28	8,16
Нефтеперерабатывающий завод	0,37	7,6	0,45	6,87	0,56	6,68
Нефтехимический комбинат	0,11	0,728	0,21	7,09	0,30	6,9
ПО "Азот"	–0,48	7,96	–0,38	7,77	–0,29	7,58
Завод синтетического каучука	–0,15	8,27	–0,05	8,08	0,04	7,89
Завод резинотехнических изделий	0,1	7,4	0,2	7,21	0,29	7,02
ТЭЦ	–0,71	9,03	–0,62	8,75	–0,51	8,58

Общепризнанного критерия оценки коррозионной активности воды в настоящее время нет. Процессы коррозии связаны с характерными особенностями воды и металла, в первую очередь с химическим составом оборотной воды. Существенное влияние на скорость общей и местной коррозии при прочих равных условиях (содержании кислорода, температуре, pH и т.д.) оказывает содержание в воде хлоридов и сульфатов. С увеличением их концентрации облегчается анодный процесс, уменьшается растворимость кислорода, снижается активность ионов, что стимулирует коррозию материала конструкций. Кроме того, как хлориды, так и особенно сульфаты, отрицательно влияют на защитные свойства карбонатных пленок. Для оценки коррозионной активности воды, вызываемой повышенными концентрациями хлоридов и сульфатов (по данным ВНИИ ВОДГЕО) может служить безразмерное соотношение, П:

$$П = \left\| \frac{Щ}{Cl^- + SO_4^{2-}} \right\|, \qquad (10.2)$$

где размерность веществ принимается в мг-экв./л.

При П > 0,35 вода не проявляет коррозионной активности.

Целесообразно определять термостабильность и коррозионную агрессивность экспериментальным путем. Качественный состав исследуемого стока приведен в табл. 10.3.

Таблица 10.3

Качественный состав дождевого стока

Показатель загрязненности	Единица измерения	Значения показателей
pH		7,8–8,2
ХПК	мг/л	40,0–80,0
Жесткость общая	мг-экв./л	4,0–5,2
Щелочность	мг-экв./л	1,0–4,0
Солесодержание	мг/л	600,0–800,0
Хлориды	мг/л	70,0–180,0
Сульфаты	мг/л	50,0–90,0
Кальций	мг-экв./л	2,5–3,6
Магний	мг-экв./л	1,8–2,2

Исследования проводились при температуре нагрева оборотной воды 30 и 40°С с коэффициентом ее упаривания до K_y = 3,5. Результаты исследований при разных коэффициентах упаривания для температуры 30°С характеризуют воду как нестабильную в отношении образования карбонатных отложений и коррозионно неактивную во всем рассмотренном диапазоне кратности упаривания (табл. 10.4).

Исследования показали, что изменение щелочности и содержания ионов кальция при упаривании воды происходит не прямо пропорционально K_y. По-видимому, это обуславливается присутствием в дождевом стоке органических веществ, которые могут оказывать непосредственное влияние на процесс накипеобразования, способствуя пересыщению оборотной воды карбонатом кальция.

Таблица 10.4

Значения показателей стабильности воды и ее коррозионной активности

Показатель	Исходная вода	Оборотная вода при K_y		
		1,14	1,85	2,85
J	0,16	0,31	0,54	0,66
J_c	7,13	6,83	6,37	6,13
П	0,49	0,53	0,39	0,29

Экспериментальными исследованиями термостабильности и коррозионной активности поверхностного стока с территорий предприятий установлено соответствие технологических свойств поверхностного стока требованиям, предъявляемым к добавочной воде оборотных систем охлаждающего водоснабжения. pH поверхностного стока на 0,1–1,1 единиц ниже pH природной воды, используемой комбинатом для подпитки оборотных систем, а содержание солей жесткости, хлоридов и сульфатов в дождевом стоке также несколько ниже. Установлено, что в статических условиях при температурах от 20 до 60°С коррозионная агрессивность поверхностного стока ниже, чем природной воды. Вместе с тем перед использованием поверхностного стока в оборотных системах его рекомендуется обрабатывать ингибиторами для предотвращения карбонатных отложений и коррозии оборудования. Технологические свойства дождевых вод предприятий различных отраслей промышленности различаются по условиям образования карбонатных отложений. Скорость этого процесса в зависимости от температуры и кратности упаривания может достигать десятка миллиметров в год.

Низкая термостабильность исследуемого дождевого стока при его применении в системах оборотного водоснабжения может привести к значительному снижению коэффициента передачи. В связи с этим требуются специальные методы кондиционирования.

Использование очищенного поверхностного стока в оборотных системах охлаждающего водоснабжения связано с решением проблем отложения солей, коррозии трубопроводов и аппаратуры, биологических обрастаний и механических загрязнений. Как показывают исследования технологических свойств поверхностного стока, в первую очередь следует предусматривать мероприятия по предотвращению солевых отложений. Обработка воды для предотвращения карбонатных

отложений необходима при $Щ_{общ} \cdot K_y \geq 3$ ($Щ_{общ}$ – щелочность добавочной воды, мг-экв./л; K_y – коэффициент упаривания). По характеру и механизму действия способы борьбы с отложениями минеральных солей можно разделить на три группы: 1 – снижение концентрации ионов, которые способствуют отложению солей; 2 – ускорение процессов кристаллизации и 3 – замедление процессов кристаллизации (введение ингибиторов).

Умягчение добавочной воды производят при повышенной жесткости. Поскольку поверхностный сток всегда содержит незначительное количество солей жесткости (за исключением случаев, когда в дождевую канализацию отводятся продувочные воды оборотных систем), умягчение его нецелесообразно. Для предотвращения карбонатных отложений целесообразно применять фосфатирование, подкисление или комбинированную фосфатно-кислотную обработку. Наиболее надежный способ – подкисление: оно применимо при любых значениях карбонатной жесткости добавочной воды и коэффициентов упаривания воды в системах. Преимуществом подкисления является то, что он позволяет предотвратить образование карбонатных отложений при минимальной величине продувки и даже при ее отсутствии.

Экспериментальные исследования подтверждают высокую эффективность подкисления и для оборотных вод, формирующихся на основе очищенного поверхностного стока. Так, например, скорость образования карбонатных отложений на трубчатых образцах стали марки СТ3 снижалась с 0,487 в год (без обработки) до 0,017–0,035 мм/год после обработки добавочной воды серной кислотой. Эффект предотвращения карбонатных отложений составлял 92,8–96,5%. Недостатком метода подкисления является агрессивность применяемых реагентов и возможность коррозии оборудования в случае превышения необходимых доз кислоты. При расчетных дозах кислоты, как показывают экспериментальные исследования, скорость коррозии оборотной воды не превышает допустимых значений – 0,1 мм/год.

Несмотря на то, что поверхностный сток, как правило, не является коррозионно агрессивным, при его применении в оборотных системах может потребоваться защита оборудования и трубопроводов от коррозии. В настоящее время прошли промышленную проверку десятки различных комбинаций ингибиторов коррозии. Наиболее эффективными ингибиторами являются хромат-цинк и трехкомпонентная композиция фосфаты–цинк–хром. Несмотря на высокую эффективность, примене-

ние ингибиторов коррозии на основе хроматов ограничивается экологическим фактором, поскольку ингибитор обладает высокой токсичностью, и его сброс в водоемы и атмосферу нормируется. Экспериментальные исследования применения фосфатных и цинк-фосфатных ингибиторов показали их достаточно высокую эффективность при использовании в оборотных системах сточных вод, по составу близких к очищенному поверхностному стоку.

Высокое содержание в поверхностном стоке взвешенных веществ обуславливает необходимость его глубокой очистки, так как осаждение взвешенных веществ на поверхности теплообмена оборотных систем приводит к снижению теплопередачи и увеличению скорости коррозии стали под слоем осадка. Возможность отложения взвешенных веществ в теплообменных аппаратах определяется их концентрацией и скоростью движения воды. Наиболее подвержены механическим отложениям теплообменники с подачей воды в межтрубное пространство, так как скорость движения воды в них составляет порядка 0,3 м/с. При такой скорости в осадок могут выпасть частицы с гидравлической крупностью 0,6 мм/с и более. Увеличение скорости движения воды приводит к уменьшению вероятности выпадения взвешенных веществ в системе. Если гидравлическая крупность взвешенных частиц оборотной воды ниже критической гидравлической крупности, то и при большой их концентрации выпадения на поверхность теплообмена не должно происходить. Для полного исключения механических отложений в теплообменниках гидравлическая крупность взвешенных частиц должна быть ниже критической. С учетом гранулометрического состава взвешенных веществ поверхностного стока их концентрация в стоке при поступлении в оборотные системы, в которых скорость движения воды в теплообменных аппаратах может снижаться до 0,5 м/с, не должна превышать 10 мг/л. Очистка части оборотной воды на фильтрах, снижая общую концентрацию взвешенных веществ, не исключает забивку теплообменников, а только увеличивает период между чистками аппаратуры.

Биологические обрастания оборотных систем не только снижают теплопередачу, но и могут усиливать коррозию теплообменной аппаратуры. В большинстве случаев для борьбы с развитием биологических процессов в оборотной системе применяют хлор. Остаточная концентрация активного хлора от 0,5 до 1 мг/л достаточна для уничтожения микроорганизмов. Периодическая обработка оборотной

воды повышенными дозами хлора является более экономичным и эффективным решением борьбы с биообрастаниями, чем постоянная обработка. Как показывает опыт эксплуатации, хлорирование эффективно и для оборотных систем, в которых в качестве добавочной воды используется очищенный поверхностный сток.

10.3. Технические схемы использования поверхностного стока

Наиболее эффективным решением проблемы предотвращения загрязнения водоемов поверхностным стоком является повторное его использование в системах технического водоснабжения промышленных предприятий. Такое решение часто бывает и экономически выгодным, так как сокращается потребление природной воды и, как правило, требуется менее глубокая очистка стока, чем при сбросе в водоем. В связи с вероятностным характером образования поверхностного стока для повышения надежности его повторного использования необходимо создание аккумулирующей емкости. Таким образом, повторное использование поверхностного стока в системе технического водоснабжения обладает экологическими, а в ряде случаев и экономическими преимуществами, но требует определенных производственных площадей.

В настоящее время на ряде зарубежных заводов поверхностный сток используется в оборотных системах водяного охлаждения и для пожаротушения. При этом очистка и подготовка его к использованию ограничиваются отстаиванием в прудах. Показательным примером использования поверхностного стока в системах технического водоснабжения может служить французский нефтеперерабатывающий завод под Парижем. Его производительность составляет 5,1 млн т перерабатываемой нефти в год. Основная продукция: бензин, дизельное топливо, мазут и битум. Особенность завода, с точки зрения водообеспечения, заключается в том, что в районе его расположения нет водоемов и единственным источником промышленного водоснабжения являются атмосферные осадки. Для максимального задержания атмосферных осадков по периметру территории завода площадью 200 га на глубину до водонепроницаемых пластов построена железобетонная стена

толщиной 50 см. Протяженность этой стены в грунте 5 км. Задержанные атмосферные воды с годовым объемом более 1 млн м^3 дренажными насосами перекачиваются в аккумулирующий резервуар и в дальнейшем применяются в системах промышленного водоснабжения. При использовании этих вод в охлаждающих системах оборотного водоснабжения никакой дополнительной обработки, кроме периодического хлорирования, не применяют. Качество воды в аккумулирующем резервуаре таково, что для приготовления обессоленной воды, необходимой для технологических нужд завода, она подается на ионообменные фильтры без предварительной очистки. Многолетний опыт эксплуатации завода показал, что принятая схема позволяет удовлетворить все потребности технологических процессов в водных ресурсах за счет атмосферных осадков.

Значительный опыт использования поверхностного стока в системах промышленного водоснабжения накоплен в нашей стране на предприятиях нефтеперерабатывающей, металлургической, автомобильной, химической и других отраслей промышленности. В настоящее время на подавляющем большинстве нефтеперерабатывающих заводов (НПЗ) поверхностный сток с территорий технологических установок, резервуарных парков и эстакад отводится совместно с производственными сточными водами. После физико-механической очистки, а в ряде случаев и биологической, эти сточные воды, как правило, используются для подпитки оборотных систем. Поверхностный сток с остальной территории завода в большинстве случаев отводится открытыми лотками и кюветами. Расчеты показывают, что при среднем количестве атмосферных осадков 600 мм в год общий объем поверхностного стока для НПЗ средней мощности колеблется в пределах 0,9–2,7 млн м^3 в год, что составляет от 10 до 30% годового расхода свежей воды, потребляемой на технические нужды завода. Проведенные БашНИИНП исследования показывают, что по солевому составу поверхностный сток соответствует требованиям, предъявляемым к добавочной воде, и может быть использован после отстаивания для подпитки оборотных систем. Очистку поверхностного стока рекомендуется осуществлять в песколовках и в 4-секционном пруде-аккумуляторе. По величине карбонатной жесткости поверхностный сток НПЗ сопоставим с умягченной известково-содовым раствором речной водой. Использование данного поверхностного стока в оборотных системах позволит уменьшить накипеобразование в холодильно-конденсационной

аппаратуре, но в то же время может увеличить коррозию, что потребует применения эффективной защиты. Для этой цели на НПЗ успешно применяется ингибитор коррозии ИКБ-4 дозой 25–50 мг/л. Промышленные испытания ингибитора показали, что в зависимости от агрессивности воды и условий эксплуатации скорость коррозии стала снижаться на 60–95 %.

Рекомендации по обезвреживанию поверхностного стока с территорий металлургических заводов с целью использования их в системах оборотного водоснабжения разработаны НПО "Энергосталь". Доля поверхностного стока в общем балансе водопотребления зависит от многих условий и колеблется в широком диапазоне. В Донбассе общегодовой его объем составляет 10–12% от общего потребления свежей воды для технических целей, а на Урале доля использования поверхностного стока возрастает до 20–25%.

Для обеспечения требований к воде, охлаждающей оборудование, по взвешенным веществам одного гравитационного отстаивания поверхностного стока металлургических заводов, как правило, недостаточно. Осветленный сток следует фильтровать на самостоятельной станции либо на сооружениях водоподготовки.

Для глубокой очистки поверхностного стока от взвешенных веществ и нефтепродуктов в Донецком филиале НПО "Энергосталь" разработаны зернистые фильтры с плавающей пенополистирольной загрузкой. Они прошли промышленную проверку на очистных сооружениях московского завода "Серп и молот", Челябинского трубопрокатного, ряда горно-обогатительных комбинатов и других предприятий. В результате экспериментальных исследований установлено, что требуемое для использования в оборотных системах водоснабжения качество очищенного стока обеспечивается при скорости фильтрования 30–40 м/ч с обработкой поступающей воды полиакриламидом дозой 1–2 мг/л. При таких условиях эффект очистки от взвешенных веществ составляет 85–90%, от нефтепродуктов – 60–75%. Поверхностный сток в настоящее время используется на Новомосковском трубном заводе, Карагандинском металлургическом, на заводах "Серп и молот", "Азовсталь" и др. В системах очистных сооружений, как правило, имеются пруд-накопитель, горизонтальные отстойники и фильтры.

Для глубокой очистки поверхностного стока предприятий цветной

металлургии в большей степени применяется реагентная очистка с использованием отходов производства. На рис. 10.1 представлена принципиальная технологическая схема очистки поверхностного стока титано-магниевой подотрасли. При дозе плава из печи переработки пульпы (отходов производства) 25–50 мг на 1 л поверхностного стока и продолжительности отстаивания 10 ч содержание взвешенных веществ в осветленной воде не превышает 15 мг/л, что отвечает требованиям, предъявляемым к оборотной воде.

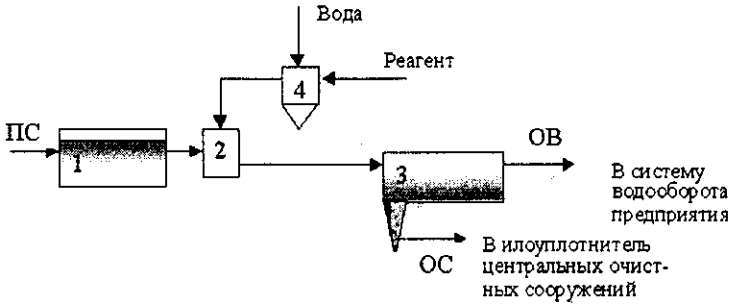


Рис. 10.1. Технологическая схема отведения и очистки поверхностного стока предприятий цветной металлургии: 1 – усреднитель; 2 – смеситель; 3 – отстойник; 4 – реагентное хозяйство; ПС – поверхностный сток; ОВ – осветленные воды; ОС – осадок

Аналогичная схема внедрена на ряде медеплавильных комбинатов. Поверхностный сток с их территорий после аккумулирования и отстаивания с применением извести возвращается на технические нужды. После извлечения меди и цинка из образовавшихся осадков последние утилизируются. Технологическая схема очистки этих поверхностных стоков представлена на рис. 10.2.

На рис. 10.3 показана технологическая схема очистки поверхностных сточных вод на предприятиях железобетонных изделий, позволяющая повторно использовать очищенные воды в технологическом процессе.

Широко применяются поверхностные стоки в системах технического водоснабжения на предприятиях автомобильной промышленности. Расчеты показывают, что себестоимость отведения и очистки поверхностного стока при его использовании в системах промышленного водоснабжения колеблется от 3 до 10 к./м^3 в зависимости от расхода.

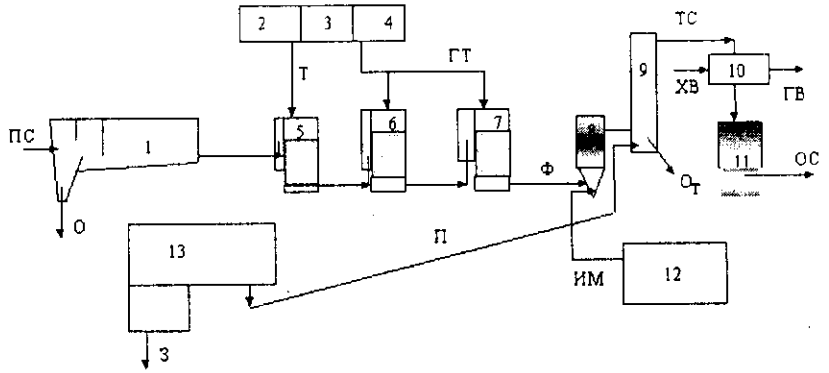


Рис. 10.2. Технологическая схема очистки поверхностного стока предприятий медеплавильной промышленности:

1 – резервуар-накопитель; 2 – склад торфа; 3 – узел грануляции торфа; 4 – узел подготовки фильтрующей загрузки; 5 – механический фильтр; 6, 7 – сорбционные фильтры 1-й и 2-й ступеней; 8 – камера реакции; 9 – термоумягчитель; 10 – водоохладитель; 11 – смеситель; 12 – реагентное хозяйство; 13 – узел сжигания торфа; ПС – поверхностный сток; О – осадок; Т – торф; ГТ – гранулированный торф; ИМ – известковое молоко; Ф – фильтрат; $О_т$ – осадок после термоумягчения; ТС – термоумягченный сток; ХВ, ГВ – холодная и горячая вода; П – пар; ОС – очищенный сток; З – зола

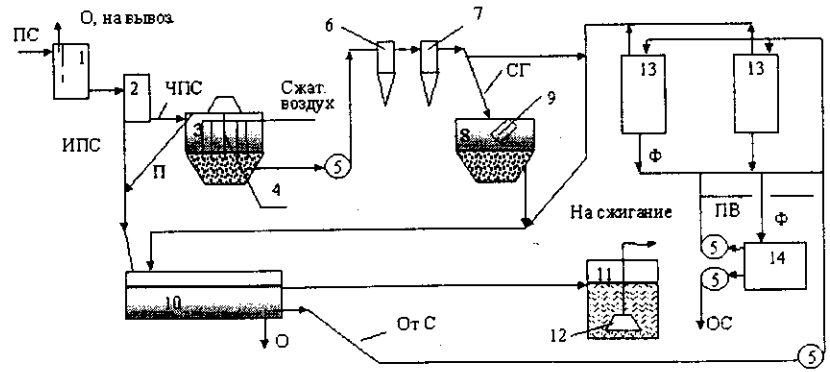


Рис. 10.3. Технологическая схема очистки поверхностных сточных вод предприятий стройиндустрии:

1 – дождеприемник с грубой очисткой; 2 – распределительный колодец; 3 – приемный резервуар; 5 – насосы; 6, 7 – напорные гидроциклоны; 8 – шламовый бункер; 9 – тонкослойный отстойник; 10 – аккумулирующий резервуар; 11 – колодец для сборки масел; 12 – маслоуловитель; 13 – скорые фильтры с двухслойной загрузкой; 14 – резервуар с осветленной водой; ПС – поверхностный сток; ЧПС – часто повторяющийся поверхностный сток; ИПС – избыточный поверхностный сток; 11 – перелив из приемного резервуара; СГ – слив гидроциклонов; От С – отстоенный сток; Ф – фильтрат; ПВ – промывная вода; ГПВ – грязная промывная вода; О – осадок; ОС – очищенный сток

При сбросе поверхностного стока в водные объекты себестоимость может достигать 1 р./м^3. В проектах Гипроавтопрома для каждого предприятия рассматривается полный баланс водопотребления и водоотведения, определяются возможность и целесообразность совместной или раздельной очистки поверхностного стока с производственными сточными водами, и создается система использования очищенного поверхностного стока для пополнения оборотных систем, моечных операций, пожаротушения, полива территории и т.п.

Как правило, сооружения по очистке поверхностного стока компонуются в едином комплексе с общезаводскими сооружениями по очистке производственных сточных вод, что обеспечивает постоянную эксплуатацию сооружений квалифицированными кадрами. Объединяются узлы обработки осадка, нефтепродуктов и при необходимости – реагентов. При раздельной очистке поверхностного стока, как правило, принимается следующая схема: разделительная камера отстойника – отстойник-накопитель – насосная станция – фильтры с пенополиуретановой загрузкой – дезинфекция – насосы подачи воды на технические нужды завода и узлы обработки осадка и обезвоживания нефтепродуктов, совмещенные с соответствующим узлом производственных сточных вод.

Приведенные выше схемы очистки поверхностного стока в системах технического водоснабжения могут использоваться на предприятиях других отраслей промышленности.

В химической промышленности применяют несколько видоизмененные схемы очистных сооружений производственного объединения "Азот". Их отличительной особенностью является наличие контрольных резервуаров. В случае загрязнения поверхностного стока токсичными веществами он перекачивается на очистные сооружения производственных сточных вод, а при их отсутствии – в пруд-усреднитель и далее в биологические пруды. Очищенный поверхностный сток в период полива сельскохозяйственных угодий подается на орошение, а в остальное время используется для технических целей предприятия.

Экологические и экономические преимущества использования поверхностного стока для технических целей приводят к расширению применения таких схем. В настоящее время для промышленного и агропромышленного водоснабжения все чаще используется поверхностный сток со всех городских территорий. Например, во Вьетнаме в течение года в большинстве мест выпадает примерно 1500–2500 мм

осадков, при этом в сезон дождей (с апреля по октябрь) выпадает 85–90% годового слоя. В течение полугода население страны борется с затоплением территорий, а вторую половину года – предпринимает усилия для орошения этих же территорий. Дождевая вода по качеству часто лучше подземных, речных и других вод. В нескольких городах (Хайфонг, Хатынь и др.) она является главным источником водоснабжения. Недалеко от Хайфонга построено специальное водохранилище. Атмосферные осадки аккумулируют в водохранилище в сезон дождей и используют для водоснабжения населенных мест и промышленности. Эта вода очень чистая, ее можно использовать без очистки (после хлорирования).

В деревнях нет организованных систем водоснабжения, поэтому жители используют дождевую воду для водоснабжения круглый год, аккумулируя ее для сухого времени.

10.4. Экономический эффект от использования поверхностного стока

Расчет годового экономического эффекта от использования поверхностного стока в системах промышленного и сельскохозяйственного водоснабжения основывается на сравнении технико-экономических показателей вариантов водоснабжения без использования и с использованием сточных вод взамен природной воды. При определении экономической целесообразности использования поверхностного стока для технических целей необходимо учитывать плату за воду, забираемую из природных водоисточников, а также то, что себестоимость подготовки поверхностного стока к использованию определяется общими затратами без учета расходов на очистку сточных вод, обеспечивающую условия спуска их в водные объекты. В условиях централизованной экономики, когда водопроводно-канализационное хозяйство финансировалось из единого центра, годовой экономический эффект ($Э_ф$) от использования поверхностного стока для технических целей рассчитывался по формуле

$$Э_ф = (Э_1 - Э_2) + E_н \cdot (К_1 - К_2), \qquad (10.3)$$

где $С_1$, $С_2$ – эксплуатационные расходы на водоснабжение до и после внедрения схемы использования поверхностного стока, р.; $К_1$, $К_2$ –

капитальные вложения на водоснабжение соответственно до и после внедрения указанной схемы, р.; $E_н$ – нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений, год$^{-1}$.

В состав затрат на водоснабжение включаются: расходы на строительство и эксплуатацию водозаборных сооружений, прокладку и эксплуатацию водоводов и других сооружений, а также на строительство и эксплуатацию сооружений по очистке природных вод.

В рыночных условиях, когда финансирование может осуществляться различными путями, значимость технико-экономического обоснования (ТЭО) принимаемых решений при проектировании, строительстве и эксплуатации систем водоснабжения и водоотведения резко возрастает, т.е. возрастает значимость достоверности и точности методик технико-экономических расчетов и обоснований систем водоснабжения и их составляющих. Анализ существующей методики выбора выгоднейшего варианта по минимуму приведенных затрат [28] показывает, что в нынешних условиях инвестирования проектов нет достаточных оснований для расчета величины приведенных затрат при постоянном коэффициенте срока окупаемости в строительстве, который принимается равным 7–8 годам. Предпочтительнее методика, предусматривающая оценку предлагаемых технологических решений по чистому дисконтированному доходу (ЧДД), индексу доходности (ИД) и внутренней норме доходности (ВНД) [21]. Необходимо более тщательно относиться к сбору и обоснованию исходных данных для расчетов по удельным капитальным затратам и составляющим эксплуатационных расходов. При расчетах должны исключаться "фиктивная" экономия реагентов и других текущих затрат, так как это не позволяет в отдельные периоды года достичь требуемого эффекта очистки воды. Необходимо также учитывать рыночные условия приобретения реагентов, химических реактивов, контрольно-измерительной и регулирующей аппаратуры, фактические затраты на электроэнергию, тепло и транспортные расходы. Полученные кредиты не должны использоваться на мероприятия, не имеющие отношение к реализации проекта.

На стадии технико-экономического обоснования инвестиционного проекта экономическую эффективность сравниваемых вариантов необходимо определять в прогнозных и расчетных ценах. Прогнозная цена P_t отпускаемой потребителю воды в конце t_i периода находится по формуле

$$P_t = P_б \cdot J_{t_i}, \qquad (10.4)$$

где $P_б$ – базисная цена воды; J_{t_i} – коэффициент (индекс) изменения цен ресурсов соответствующей группы в конце t_i года по отношению к начальному моменту расчета, в котором цены известны.

Базисная цена отпускаемой потребителям воды $P_б$ как и цена воды на последующих (i) этапах ее потребления $P_{б(i)}$, будет

$$P_{б(i)} = S_{б(i)} + E_{б(i)} \cdot K_{б(i)} + \Delta П_{б(i)}, \qquad (10.5)$$

где $S_{б(i)}$ – полная себестоимость получения 1 м^3 воды требуемого качества, учитывающая текущие затраты на забор воды из водоисточника, ее очистку (и спецподготовку, если таковая требуется), хранение, перекачку по водоводам и подачу через водопроводную сеть каждому потребителю в нужном количестве и под необходимым напором; $E_{б(i)}$ – норма эффективности инвестиций (капитальных вложений); $K_{б(i)}$ – суммарная величина инвестиций; $П_{б(i)}$ – прибыль от реализации 1 м^3 воды потребителям.

Индексы изменения цен на отдельные виды ресурсов устанавливаются в задании на проектирование в соответствии с прогнозами Минэкономики РФ.

Себестоимость получения 1 м^3 воды требуемого качества определяется с учетом либо всех затрат в системе: водозабор – очистка – водораспределение (если технология и сооружения очистки воды влияют на изменение текущих и капитальных затрат по сравниваемым вариантам на стадии не только очистки, но и водозабора и водоподачи потребителям), либо только на стадии водоочистки (когда затраты по водозаборным узлам и водопроводной сети одинаковы).

Примером может служить технология частичной очистки воды, используемой на технические нужды промышленных предприятий. В этом случае разный эффект очистки технической воды приводит к разной степени загрязненности водоводов и резервуаров хранения, на прочистку и дезинфекцию которых также требуются затраты.

В условиях инфляции и дефицита ликвидных средств сравнение различных вариантов проекта и выбор лучшего из них рекомендуется

производить с использованием чистого дисконтированного дохода при переменном коэффициенте дисконтирования. При таком подходе минимальный срок окупаемости служит не основным, а дополнительным критерием, под которым понимают минимальный временной интервал от начала осуществления проекта, за пределами которого интегральный эффект перестает быть отрицательным; это период (измеряемый в месяцах, кварталах или годах), начиная с которого первоначальные вложения и другие затраты, связанные с инвестиционным проектом, покрываются суммарными результатами его осуществления.

ЧДД определяется как сумма текущих эффектов за весь расчетный период, приведенная к начальному шагу, или как превышение интегральных результатов дохода над интегральными затратами, т.е. выражает разницу между суммой приведенных эффектов и приведенной к тому же моменту времени величиной капитальных вложений, $К_д$:

$$ЧДД = \sum_{t=0}^{N} (R_t - З_t) \frac{1}{(1+E)^t} - К_д, \qquad (10.6)$$

где R_t – результаты, достигаемые на t-м шаге расчетного периода (доход от реализации воды потребителю за каждый год и другие поступления); $З_t$ – затраты, осуществляемые на t-м шаге (эксплуатационные затраты за год) при условии, что в них не входят капиталовложения; $К_д$ – сумма дисконтированных капиталовложений,

$$К_д = \sum_{t=0}^{N} К_t \cdot \frac{1}{(1+E)^t}, \qquad (10.7)$$

$К_t$ – капиталовложения на t-м шаге; $t_{1,2 \ldots N}$ – номер шага расчета (месяц, квартал или год) в пределах расчетного периода N (горизонта расчета), Е – норма дисконта.

Величина переменной нормы дисконта $Е_д$, установленная для t-го года, используется для приведения разновременных затрат, результатов и эффектов к значениям этих показателей в начальном периоде. Она равна приемлемой для инвестора норме дохода на капитал и связана с коэффициентом дисконтирования d_t выражением

$$d_t = \frac{1}{(1+E_д)^t}. \qquad (10.8)$$

Допустим, что в соответствии с уровнем инфляции в относительно надежных банках России годовая валютная процентная депозитная ставка на вложенные средства при суммах вклада более 100 тыс. долл. США в 1998 г. составила 35 %, а в 1999–2001 гг. будет составлять 20 %. В табл. 10.5 приведены значения коэффициентов дисконтирования при различных интервалах планирования в 1998– 2001 гг.

Таблица 10.5

Значения коэффициентов дисконтирования при различных интервалах планирования в 1998–2001 гг.

Дисконтная норма	Год инвестирования	Интервал	Коэффициент дисконтирования
$Е_1 = 0,35$	1998	1	0,741
$Е_2 = 0,2$	1999	2	0,694
	2000	3	0,579
	2001	4	0,482

В себестоимость, помимо традиционных затрат на очистку, включаются обязательные отчисления по установленным законодательством нормам: в пенсионный фонд, государственные фонды занятости и медицинского страхования; износ по нематериальным активам; платежи по кредитам банков в пределах ставки, установленной законодательством; платежи за предельно допустимые сбросы (ПДС) загрязняющих веществ в воду после обезвоживания осадка и в промывной воде после фильтров в случае сброса этих вод в водоем. Платежи по кредитам сверхустановленных ставок и за превышение ПДС осуществляются за счет прибыли.

Если ЧДД рассматриваемого варианта положителен, вариант является эффективным при данной норме дисконта, и только тогда решается вопрос о его принятии. Чем больше ЧДД, тем эффективнее вариант проекта. В формулу (10.7) убыток входит со знаком "плюс", а доход – со знаком "минус".

Индекс доходности (ИД) представляет собой отношение суммы

приведенных эффектов к величине капиталовложений:

$$ИД = \frac{1}{К}\sum_{t=0}^{N}(R_t - З_t)\frac{1}{(1+E)^t}. \qquad (10.9)$$

Индекс доходности тесно связан с ЧДД. Если ЧДД положителен, то ИД > 1.

Внутренняя норма доходности (ВНД) представляет собой ту норму дисконта ($E_{вн}$), при которой величина приведенных эффектов равна приведенным капиталовложениям, и определяется из уравнения

$$\sum_{t=0}^{N}\frac{(R_t - З_t)}{(1+E_d)^t} = \sum_{t=0}^{N}\frac{К_t}{(1+E_d)^t}. \qquad (10.10)$$

Если расчет ЧДД инвестиционного проекта дает ответ на вопрос, является он эффективным или нет при некоторой норме дисконта (E_d), то ВНД проекта определяется в процессе расчета и затем сравнивается с требуемой инвестором нормой дохода на вкладываемый капитал. Если ВНД равна или больше требуемой нормы дохода на капитал, то инвестиции в данный проект оправданы и может рассматриваться вопрос о его принятии; в противном случае инвестиции нецелесообразны.

Если сравнение альтернативных (взаимоисключающих) инвестиционных проектов (вариантов проекта) по ЧДД и ВНД приводят к противоположным результатам, предпочтение следует отдавать варианту по ЧДД.

При финансовом обосновании технологий вычисляются поток и сальдо реальных денег. При осуществлении технологического проекта выделяются три вида деятельности: инвестиционная, операционная и финансовая. Поток реальных денег – это разность между притоком и оттоком денежных средств от инвестиционной и операционной деятельности в каждый год реализации проекта (на каждом шаге расчета). Поток реальных денег от инвестиционной деятельности включает доходы от продажи активов и затраты на приобретение земли, зданий, сооружений, оборудования, распределенные по периодам (шагам) расчета. По сути, сюда входят капитальные затраты по годам осуществления проекта.

Поток реальных денег от операционной деятельности включает доходы от продажи воды потребителю, эксплуатационные затраты, средства на амортизацию, налоги, а от финансовой деятельности – все виды кредитов (приток) и погашение задолженностей по кредитам (отток). Если в какой-то год (на некотором шаге) сальдо реальных денег становится отрицательным, это означает, что проект в данном виде не может быть осуществлен. В этом случае необходимо увеличить доходную или уменьшить расходную часть проекта.

При оценке эффективности инвестиционных проектов (технологий) соизмерение разновременных показателей осуществляется путем приведения (дисконтирования) их к ценности в начальном виде. Если в первый год производственной стадии сальдо реального денежного потока принимает отрицательное значение, несмотря на высокие показатели эффективности, то проект в предложенном виде неосуществим. Необходимо изменить проект (увеличив доходную часть, или уменьшив расходную и найдя дополнительные источники финансирования) и после этого вновь повторить расчет.

Список литературы

1. *Алексеев А.Г.* Схема расчета максимальных дождевых расходов воды по формуле предельной интенсивности стока с помощью кривых редукций осадков и стоков//Тр. ГГИ. Вып. 107. Л., 1963. С. 3–61. Вып. 134. Л., 1966. С. 55–71.

2. *Алексеев М.И., Кармазинов Ф.В., Курганов А.М.* Гидравлический расчет сетей водоотведения: Ч.1. Закономерности движения жидкости; Ч.2. Расчетные таблицы / СПбГАСУ. СПб., 1997.

3. *Алибегова Ж.Д.* Пространственно-временная структура полей жидких осадков. Л.: Гидрометеоиздат, 1985. 228 с.

4. *Верхотуров В.П.* Повышение эффективности отведения и очистки дождевых вод с городских территорий: Автореф. дис.... канд. техн. наук / СПбГАСУ. СПб., 1999.

5. *Благонравов А.В.* Особенности расчета сеть – регулирующая емкость при неустановившемся движении дождевых вод: Автореф. дис.... канд. техн. наук / ЛИСИ. Л., 1986.

6. *Временные* рекомендации по проектированию сооружений для очистки поверхностного стока с территорий промышленных предприятий и расчету условий выпуска его в водные объекты / ВНИИ ВОДГЕО. М., 1983. 46 с.

7. *Временная* типовая методика определения экономической эффективности осуществления природоохранных мероприятий и оценки экономического ущерба, причиненного народному хозяйству загрязнением окружающей среды. М.: Экономика, 1986. 96 с.

8. *Дикаревский В.С. и др.* Отведение и очистка поверхностных сточных вод. Л.: Стройиздат, 1990. 224 с.

9. *Карагодин В.Л., Молоков М.В.* Отвод поверхностных вод с городской территории. М.: Стройиздат, 1974. 210 с.

10. *Канарский Н.Д., Михалев М.А.* Гидрологические расчеты / ЛПИ. Л., 1984. 61 с.

11. *Климат* Москвы / Под ред. А.А. Дмитриева, Н.П. Бессонова. Л.: Гидрометеоиздат, 1969. 321 с.

12. *Климат* Ленинграда / Под ред. Ц.А. Швер и др. Л.: Гидрометеоиздат, 1982. 251 с.

13. *Курганов А.М.* Закономерности формирования и движения дождевых стоков в безнапорных трубопроводах: Автореф. дис.... д-ра техн. наук / ЛИСИ. Л., 1980.

14. *Курганов А.М., Федоров Н.Ф.* Гидравлические расчеты систем водоснабжения и водоотведения: Справочник. Л.: Стройиздат, 1986. 440 с.

15. *Курганов А.М.* Таблицы параметров предельной интенсивности дождя для определения расходов в системах водоотведения. М.: Стройиздат, 1984. 106 с.

16. *Лапшев Н.Н.* Расчеты выпусков сточных вод. М.: Стройиздат, 1977. 86 с.

17. *Лебедев В.В.* Гидрология и гидрометрия в задачах. Л.: Гидрометеоиздат, 1962. 700 с.

18. *Лобачев П.В.* Внутренние водостоки зданий. М.: Стройиздат, 1967. 95 с.

19. *Лукиных А.А., Лукиных Н.А.* Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского. М.: Стройиздат, 1974. 156 с.

20. *Масаева Т.Р.* Особенности конструирования разделительных камер с учетом формирования количественных и качественных показателей дождевого стока: Автореф. дис.... канд. техн. наук / ЛИСИ. Л., 1986.

21. *Методические* рекомендации по оценке эффективности инвестиционных проектов и их отбору для финансирования. М., 1994.

22. *Михеев О.П.* Проектирование санитарно-технических приборов и устройств зданий. М.: Стройиздат, 1982. 224 с.

23. *Молоков М.В., Шигорин Г.Г.* Дождевая и общесплавная канализация / МКХ РСФСР. М., 1954. 330 с.

24. *Молоков М.В., Шифрин В.Н.* Очистка поверхностного стока с территорий городов и промышленных площадок. М.: Стройиздат, 1977. 100 с.

25. *Отведение* и очистка сточных вод Санкт-Петербурга / Под ред. Ф.В. Кармазинова. СПб.: Стройиздат, 1999.

26. *Проектирование* сооружений для очистки сточных вод: Справочное пособие к СНиП. М.: Стройиздат, 190 с.

27. *СНиП 2.04.03–85.* Канализация. Наружные сети и сооружения. М., 1986. 72 с.

28. *СН 423–71.* Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1971.

29. *Стефенсон Д.* Гидрология и дренаж ливневых вод. Л.: Гидрометеоиздат, 1986. 220 с.

30. *Таблицы* удельных расчетных расходов дождевых стоков с селитебных территорий / ЦНИИП градостроительства. М.: Стройиздат, 1980. 137с.

31. *Технические* указания по проектированию и строительству дождевой канализации. М.: Стройиздат, 1985. 80 с.

32. *Федоров Н.Ф., Волков Л.Е.* Гидравлический расчет канализационных сетей (расчетные таблицы) / МКХ РСФСР. М., 1960.

33. *Федоров Н.Ф., Курганов А.М., Алексеев М.И.* Канализационные сети: Примеры расчета. М.: Стройиздат, 1985. 223 с.

34. *Херси Абдулкадир Али.* Основные расчетные зависимости для проектирования дождевой сети водоотведения в условиях Сомали: Автореф. дис.... канд. техн. наук / ЛИИЖТ. Л., 1991.

35. *Чан Хыу Уен.* Расчет и проектирование дождевой системы канализации в условиях тропического климата: Автореф. дис.... д-ра техн. наук / МИСИ. М., 1990.

36. *Шигорин Г.Г.* Общесплавная система канализации / МКХ РСФСР. М., 1960. 200 с.

37. *Шнееров А.И.* Ливневая канализация. М.: Стройиздат, 1953. 320 с.

38. *Dziopak Józef.* Multi-chamber storage reservoirs in the sewerage system. Politechnika Częstochowska, 1997. 156 с.

39. *Maksimovic C.* Urban drainage as a part of river basin management. Lecture notes. Harrachov Czeh republic, 1996.

40. *Proceedings* of the sixth international conference on urban storm drainage. Canada, 1993.

Приложение 1

Средний $H_{ср}$ и максимальный $H_{макс}$ слой осадков за дождь, средняя из средних $i_{ср}$ и максимальная из максимальных $i_{макс}$ интенсивностей дождей, а также параметры a_1, a_2, m_1, m_1

Район	T, мин	$H_{ср}$, мм	$H_{макс}$, мм	$i_{ср}$, мм/мин	$i_{макс}$, мм/мин	a_1	m_1	a_2	m_2	% обложных дождей	% ливневых дождей
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1. Северо-Запад ЕТР	≤ 60	0,73	21,0	0,04	3,5	0,04	0,6	0,05	0,8	76	24
	61-180	2,1	56,0	0,03	5,8	0,01	0,7	0,03	1,0	86	14
	> 180	6,06	62,4	0,02	3,7	0,01	0,5	0,02	0,9	94	6
2. Район Сочи	≤ 60	1,3	26,0	0,05	1,68	0,04	0,6	0,05	0,8	67	33
	61-80	4,71	45,7	0,04	0,74	0,02	0,6	0,02	1,0	65	35
	> 180	15,23	93,3	0,04	1,82	0,01	0,5	0,01	1,0	67	33
3. Запад Сев. Кавказа	≤ 60	1,52	29,3	0,05	4,95	0,04	0,7	0,05	0,8	71	29
	61-80	8,94	55,7	0,03	1,54	0,01	0,7	0,02	1,0	73	27
	> 180	3,87	17,1	0,13	1,70	0,01	0,4	0,01	1,0	30	70
4. Восток Сев. Кавказа	≤ 60	0,85	14,5	0,03	1,33	0,03	0,6	0,04	0,7	75	25
	61-80	3,35	64,4	0,03	24,6	0,02	0,4	0,02	0,9	82	18
	> 180	18,56	61,3	0,02	1,42	0,01	0,4	0,01	0,9	86	14
5. Северо-Запад Волги	≤ 60	4,62	12,1	0,16	1,47	0,04	0,7	0,1	0,8	-	100
	61-80	6,21	30,3	0,07	1,30	0,01	0,9	0,04	1,0	35	65
	> 180	10,26	43,4	0,03	1,24	0,05	0,7	0,02	0,9	78	22
6. Средняя часть Волги	≤ 60	5,17	19,4	0,15	2,1	0,03	0,9	0,06	1,1	1	99
	61-80	7,16	96,8	0,07	4,6	0,01	0,9	0,04	0,9	30	70
	> 180	10,44	52,4	0,03	1,48	0,01	0,6	0,01	0,9	74	26
7. Восточная часть Волги	≤ 60	6,07	28,1	0,18	2,22	0,03	1,0	0,05	1,2	-	100
	61-80	7,41	48,8	0,07	2,06	0,01	1,0	0,03	1,0	30	70
	> 180	7,63	46,4	0,02	3,05	0,01	0,7	0,01	0,9	87	13
8. Северный Урал	≤ 60	5,22	23,9	0,16	1,8	0,06	0,5	0,08	0,8	-	100
	61-80	10,3	90,6	0,04	4,4	0,03	0,2	0,08	0,2	44	56
	> 180	8,05	30,0	0,02	0,81	0,01	0,6	0,01	1,0	81	19
9. Средний Урал	≤ 60	5,61	24,3	0,17	1,4	0,04	0,8	0,09	0,8	-	100
	61-80	6,14	26,5	0,06	1,55	0,01	1,0	0,03	1,2	36	64
	> 180	8,39	48,8	0,02	1,59	0,01	0,2	0,02	0,8	2	98
10. Север Южного Урала	≤ 60	4,85	12,4	0,14	1,24	0,06	0,7	0,15	0,6	2	98
11. Юг Южного Урала	≤ 60	5,45	15,6	0,21	1,0	0,06	0,5	0,08	0,8	1	99
	61-80	7,43	28,8	0,07	1,78	0,01	1,1	0,02	1,2	23	77
	> 180	10,23	35,2	0,03	0,36	0,01	0,8	0,01	1,0	75	25
12. Восток Забайкалья	≤ 60	6,04	15,5	0,15	2,0	0,04	0,7	0,08	0,9	-	100
	61-80	6,69	29,6	0,06	1,83	0,01	1,0	0,02	1,2	35	65
	> 180	10,56	35,4	0,3	1,11	0,01	0,6	0,01	0,9	82	18
13. Запад Забайкалья	≤ 60	5,97	29,1	0,17	2,10	0,05	0,6	0,09	0,8	-	100
	61-80	6,3	39,8	0,06	3,17	0,01	0,8	0,02	1,1	33	67
	> 180	11,5	57,1	0,02	1,68	0,01	0,4	0,03	0,6	79	21
14. Верховье Амура	≤ 60	1,1	14,8	0,12	1,6	0,04	0,6	0,08	0,9	69	31
	61-80	2,57	20,9	0,17	2,3	0,02	0,4	0,03	1,0	80	20
	> 180	8,71	46,3	0,21	2,25	0,01	0,3	0,01	1,0	86	14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15. Нижнее течение Амура	≤ 60	1,0	16,8	0,03	4,6	0,03	0,4	0,05	0,7	71	29
	61-80	2,9	37,5	0,03	3,2	0,01	0,2	0,02	0,5	75	25
	> 180	10,4	99,9	0,02	3,6	0,01	0,3	0,01	0,8	84	16
16. Берег Татарского пролива	≤ 60	0,48	5,5	0,02	1,42	0,05	0,5	0,08	0,8	90	100
	61-80	1,3	16,4	0,02	0,85	0,01	0,9	0,03	1,0	95	50
	> 180	11,73	99,9	0,02	1,2	0,01	0,4	0,02	0,6	82	18
17. Примо-рье (южная часть)	≤ 60	0,81	19,7	0,04	2,67	0,04	0,5	0,01	0,8	69	33
	61-80	2,04	20,0	0,02	1,83	0,01	0,4	0,02	0,8	80	20
	> 180	11,7	78,8	0,02	2,0	0,01	0,3	0,02	0,8	86	14
18. Бас-сейн реки Индиги	≤ 60	2,78	12,9	0,09	1,52	0,06	0,5	0,12	0,7	26	71
	61-80	5,69	20,3	0,05	1,1	0,01	0,9	0,02	1,1	50	50
	> 180	8,95	32,8	0,02	2,2	0,01	0,4	0,01	0,8	89	100
19. Саха-лин	≤ 60	4,27	10,0	0,12	1,2	0,02	1,2	0,14	0,6	10	93
	61-80	4,92	21,9	0,02	3,61	0,01	0,9	0,03	0,9	74	20
	> 180	13,4	84,4	0,04	0,7	0,01	0,3	0,04	0,3	81	19

Приложение 2

Нормированные отклонения от среднего значения ординат логарифмически нормальной кривой распределения Ф при разных значениях обеспеченности p и коэффициента асимметрии C_c

C_c	Обеспеченность p ,%								
	5	10	25	39	63	80	86	95	99
0,4	1,75	1,32	0,63	0,21	-0,40	-0,85	-1,08	-1,53	-2,04
0,6	1,79	1,33	0,60	0,18	-0,42	-0,85	-1,07	-1,46	-1,91
0,8	1,82	1,32	0,57	0,15	-0,43	-0,87	-1,04	-1,40	-1,79
1,0	1,85	1,31	0,54	0,12	-0,45	-0,84	-1,01	-1,34	-1,68
1,2	1,87	1,31	0,52	0,10	-0,46	-0,82	-0,99	-1,29	-1,58
1,4	1,88	1,30	0,49	0,07	-0,47	-0,81	-0,97	-1,23	-1,49
1,6	1,89	1,28	0,46	0,05	-0,47	-0,80	-0,94	-1,18	-1,41
1,8	1,89	1,27	0,44	0,02	-0,48	-0,78	-0,92	-1,14	-1,34
2,0	1,89	1,25	0,41	0,00	-0,48	-0,77	-0,89	-1,10	-1,28
2,2	1,89	1,23	0,39	0,00	-0,48	-0,76	-0,87	-1,06	-1,22
2,4	1,88	1,21	0,37	-0,03	-0,48	-0,74	-0,86	-1,02	-1,17
2,6	1,87	1,19	0,34	-0,04	-0,48	-0,73	-0,83	-0,99	-1,12
2,8	1,86	1,17	0,32	-0,06	-0,48	-0,72	-0,81	-0,96	-0,8
3,0	1,85	1,15	0,31	-0,07	-0,48	-0,71	-0,79	-0,93	-1,04
3,2	1,84	1,13	0,29	-0,08	-0,48	-0,69	-0,77	-0,90	-1,01
3,4	1,83	1,11	0,28	-0,09	-0,47	-0,68	-0,76	-0,88	-0,98
3,6	1,81	1,09	0,26	-0,09	-0,47	-0,67	-0,75	-0,86	-0,95
3,8	1,80	1,08	0,25	-0,10	-0,47	-0,66	-0,73	-0,84	-0,92
4,0	1,78	1,06	0,24	-0,11	-0,47	-0,65	-0,72	-0,82	-0,90
4,5	1,75	1,01	0,21	-0,12	-0,46	-0,63	-0,70	-0,78	-0,84
5,0	1,71	0,98	0,19	-0,13	-0,45	-0,62	-0,66	-0,74	-0,80
6,0	1,64	0,91	0,15	-0,15	-0,44	-0,57	-0,62	-0,68	-0,73

Приложение 3

Нормированные отклонения от среднего значения ординат биномиальной кривой обеспеченности Ф при $C_s = 2C_v$, коэффициент скошенности $S = \dfrac{x_5 + x_{95} - 2x_{50}}{x_5 - x_{95}}$

C_s	Обеспеченность p,%									S
	5	10	20	40	60	80	95	99	99,9	
0,2	1,7	1,3	0,83	0,22	-0,28	-0,85	-1,58	-2,81	-2,81	0,06
0,4	1,75	1,32	0,82	0,19	-0,31	-0,85	-1,52	-2,03	-2,54	0,11
0,6	1,80	1,33	0,80	0,16	-0,34	-0,85	-1,45	-1,88	-2,27	0,17
0,8	1,84	1,34	0,78	0,12	-0,37	-0,85	-1,38	-1,74	-2,02	0,22
1,0	1,88	1,34	0,76	0,09	-0,39	-0,85	-1,32	-1,59	-1,79	0,28
1,2	1,91	1,34	0,73	0,05	-0,42	-0,84	-1,24	-1,45	-1,58	0,34
1,4	1,94	1,34	0,71	0,02	-0,44	-0,83	-1,17	-1,32	-1,39	0,39
1,6	1,96	1,33	0,68	-0,02	-0,46	-0,81	-1,10	-1,20	-1,24	0,45
1,8	1,98	1,32	0,64	-0,05	-0,48	-0,80	-1,02	-1,09	-1,11	0,51
2,0	2,0	1,30	0,61	-0,08	-0,49	-0,78	-0,95	-0,99	-1,0	0,57
2,4	2,0	1,25	0,52	-0,14	-0,51	-0,72	-0,82	-0,83	-0,83	0,67
2,8	2,0	1,18	0,44	-0,20	-0,51	-0,67	-0,71	-0,71	-0,71	0,76
3,2	1,96	1,09	0,35	-0,25	-0,51	-0,61	-0,62	-0,62	-0,62	0,83
3,6	1,93	1,03	0,28	-0,28	-0,49	-0,55	-0,56	-0,56	-0,56	0,89
4,0	1,90	0,96	0,21	-0,31	-0,46	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50	0,92
4,5	1,85	0,89	0,14	-0,32	-0,43	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44	0,96
5,0	1,78	0,78	0,07	-0,33	-0,39	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	0,98

Приложение 4

Ординаты районных кривых редукции средней интенсивности осадков, выраженные в долях от равнообеспеченных суточных осадков, л/с с 1 га на 1 мм (для обеспеченности $p_{об} \leq 25$, $25 < p_{об} \leq 50$, $50 < p_{об} \leq 75$, $p_{об} > 75$,%)

№ района по схеме	Управление гидрометеослужбы и краткое название района или пункта	Предел их применения по обеспеченности $p_{об}$, %	Ординаты кривых, соответствующие разной расчетной продолжительности осадков τ, мин										
			5	10	20	40	60	90	150	300	720	1440	2880
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Мурманское УГСМ													
1	Северное побережье Кольского полуострова ($N_н$ = 66)	$p_{об} \leq 25$	4,70	3,50	2,25	1,40	1,06	0,800	0,569	0,356	0,196	0,124	0,0696
		$25 < p_{об} \leq 50$	3,53	2,67	1,84	1,25	0,984	0,778	0,567	0,356	0,196	0,124	0,0754
		$50 < p_{об} \leq 75$	1,85	1,60	1,21	0,930	0,787	0,694	0,539	0,339	0,184	0,124	0,0725
		$p_{об} > 75$	1,22	1,13	0,951	0,776	0,631	0,564	0,442	0,332	0,185	0,122	0,0754
2	Центральная возвышенная часть Кольского полуострова ($N_н$ = 66)	$p_{об} \leq 25$	4,67	3,83	2,70	1,73	1,30	0,976	0,667	0,397	0,208	0,124	0,0754
		$25 < p_{об} \leq 50$	3,33	2,60	1,97	1,38	1,08	0,834	0,600	0,379	0,204	0,124	0,0754
		$50 < p_{об} \leq 75$	1,83	1,53	1,30	1,03	0,915	0,781	0,623	0,411	0,202	0,121	0,0784
		$p_{об} > 75$	1,26	1,099	1,02	0,817	0,700	0,629	0,533	0,394	0,207	0,124	0,0722
3	Терское побережье Кольского полуострова и его восточная низменность	$p_{об} \leq 25$	4,00	3,27	2,36	1,56	1,195	0,885	0,611	0,670	0,197	0,118	0,0719
		$25 < p_{об} \leq 50$	3,57	2,83	2,12	1,56	1,25	0,963	0,661	0,393	0,208	0,126	0,0742
		$50 < p_{об} \leq 75$	1,83	1,48	1,24	0,896	0,806	0,672	0,477	0,330	0,164	0,122	0,0686
		$p_{об} > 75$	1,31	1,12	0,959	0,709	0,623	0,501	0,422	0,282	0,160	0,1196	0,0713
4	Республика Карелия (Северо-Западное УГМС) ($N_н$ = 83)	$p_{об} \leq 25$	5,67	4,50	3,04	1,87	1,37	0,989	0,667	0,383	0,1980,	117	0,0695
		$25 < p_{об} \leq 50$	4,67	3,43	2,40	1,52	1,14	0,852	0,347	0,347	0,190	0,118	0,0725
		$50 < p_{об} \leq 75$	2,90	2,20	1,69	1,23	1,04	0,934	0,343	0,343	0,158	0,122	0,0719
		$p_{об} > 75$	1,35	1,15	0,801	0,642	0,573	0,520	0,314	0,314	0,163	0,122	0,0701

Продолжение прил. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Северное УГМС													
5	Побережье Белого моря ($N_н$ = 74)	$p_{об} \leq 25$	4,67	3,42	2,42	1,57	1,21	0,919	0,650	0,394	0208	0,124	0,0725
		$25 < p_{об} \leq 50$	2,95	2,30	1,67	1,25	0,945	0,750	0,556	0,368	0,199	0,119	0,0725
		$50 < p_{об} \leq 75$	1,84	1,60	1,23	0,955	0,798	0,640	0,535	0,360	0,193	0,122	0,0707
		$p_{об} > 75$	1,41	1,20	0,984	0,855	0,720	0,557	0,511	0,360	0,189	0,122	0,0707
6	Северная часть бассейнов рек Онеги, Северной Двины и Мезени ($N_н$=111)	$p_{об} \leq 25$	6,67	4,72	3,30	2,09	1,51	1,10	0,728	0,422	0,211	0,122	0,0713
		$25 < p_{об} \leq 50$	6,94	4,97	3,29	2,00	1,43	1,03	0,676	0,394	0,205	0,125	0,0783
		$50 < p_{об} \leq 75$	4,37	3,62	2,68	1,68	1,26	0,906	0,607	0,357	0,180	0,125	0,0771
		$p_{об} > 75$	2,00	1,83	1,51	1,06	0,887	0,722	0,567	0,344	0,168	0,14	0,0730
7	Район Белого озера ($N_н$ = 74)	$p_{об} \leq 25$	6,70	5,03	3,43	2,09	1,54	1,12	0,750	0,422	0,206	0,119	0,0725
		$25 < p_{об} \leq 50$	5,40	4,25	2,92	1,80	1,31	0,954	0,630	0,364	0,191	0,118	0,0725
		$50 < p_{об} \leq 75$	5,37	4,41	2,99	1,92	1,37	0,990	0,667	0,409	0,202	0,138	0,0800
		$p_{об} > 75$	2,72	2,09	1,48	1,10	0,901	0,751	0,573	0,353	0,170	0,126	0,0730
8	Бассейны рек Сухоны, Вычегды и Вани ($N_н$ = 81)	$p_{об} \leq 25$	6,10	4,53	3,00	1,78	1,31	0,967	0,659	0,389	0,201	0,120	0,0725
		$25 < p_{об} \leq 50$	5,67	4,42	2,79	1,68	1,23	0,900	0,622	0,370	0,191	0,116	0,0684
		$50 < p_{об} \leq 75$	4,77	3,69	2,68	1,66	1,21	0,906	0,624	0,374	0,186	0,125	0,0731
		$p_{об} > 75$	2,53	2,17	1,64	1,26	1,02	0,807	0,595	0,364	0,175	0,125	0,0684
9	Бассейн реки Печоры ($N_н$ = 69)	$p_{об} \leq 25$	5,80	4,58	3,18	1,96	1,43	1,05	0,706	0,414	0,212	0,124	0,0748
		$25 < p_{об} \leq 50$	5,17	3,93	2,58	1,63	1,24	0,939	0,654	0,392	0,204	0,122	0,0765
		$50 < p_{об} \leq 75$	3,40	2,72	1,94	1,30	1,05	0,855	0,592	0,359	0,174	0,127	0,0719
		$p_{об} > 75$	1,39	1,44	1,10	0,834	0,706	0,623	0,552	0,368	0,176	0,127	0,0771

Продолжение прил. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Северо-Западное УГМС													
10	Побережье Финского залива, Карельский перешеек ($N_н$ = 67)	$\rho_{об} \le 25$	7,04	5,23	3,58	2,25	1,64	1,18	0,789	0,450	0,223	0,128	0,0759
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,67	5,00	3,38	2,04	1,47	1,07	0,717	0,414	0,208	0,120	0,0707
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,53	4,35	3,15	1,98	1,39	1,06	0,682	0,406	0,194	0,124	0,0701
		$\rho_{об} > 75$	3,70	3,27	2,39	1,57	1,24	0,988	0,673	0,417	0,200	0,125	0,0707
11	Район городов Новгорода и Пскова ($N_н$ = 101)	$\rho_{об} \le 25$	7,50	5,43	3,60	2,17	1,60	1,14	0,756	0,432	0,220	0,130	0,0771
		$25 < \rho_{об} \le 50$	7,87	5,87	3,71	2,25	1,53	1,19	0,787	0,439	0,215	0,127	0,0783
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,60	4,83	3,09	1,86	1,40	1,05	0,707	0,420	0,198	0,131	0,0765
		$\rho_{об} > 75$	4,20	3,23	2,23	1,48	1,17	0,888	0,657	0,419	0,202	0,125	0,0759
12	Северная часть Валдайской возвышенности ($N_н$ = 105)	$\rho_{об} \le 25$	6,50	5,00	3,25	1,99	1,50	1,10	0,747	0,439	0,225	0,130	0,0754
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,70	5,17	3,38	2,06	1,52	1,12	0,754	0,433	0,213	0,124	0,0754
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,77	4,53	3,04	1,95	1,42	1,03	0,708	0,403	0,198	0,127	0,0748
		$\rho_{об} > 75$	4,13	3,20	2,38	1,58	1,22	0,938	0,639	0,392	0,198	0,126	0,0736
13	Юго-Запад и бассейн р. Ловати Валдайской возвышенности ($N_н$ = 105)	$\rho_{об} \le 25$	8,00	6,00	4,17	2,65	1,92	1,37	0,900	0,494	0,229	0,127	0,0777
		$25 < \rho_{об} \le 50$	7,10	5,17	3,54	2,18	1,61	1,17	0,784	0,444	0,213	0,123	0,0754
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,97	4,70	3,14	1,48	1,45	1,08	0,752	0,462	0,203	0,126	0,0725
		$\rho_{об} > 75$	4,03	3,37	2,35	1,48	1,18	0,932	0,659	0,403	0,190	0,126	0,0713
УГМС Центральных областей													
14	Калининский район ($N_н$ = 54)	$\rho_{об} \le 25$	6,80	5,20	3,56	2,27	1,62	1,17	0,767	0,439	0,222	0,133	0,0800
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,34	4,58	3,08	1,89	1,41	1,04	0,708	0,414	0,213	0,128	0,0771
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,73	4,70	3,24	1,90	4,41	1,03	0,703	0,436	0,205	0,126	0,0701
		$\rho_{об} > 75$	3,93	3,27	2,36	1,59	1,18	0,975	0,705	0,438	0,199	0,125	0,0690

Продолжение прил. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
15	Смоленский район ($N_н$ = 57)	$\rho_{об} \le 25$	6,57	5,00	3,42	2,12	1,57	1,16	0,780	0,444	0,218	0,123	0,0725
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,60	5,00	3,42	2,17	1,61	1,19	0,811	0,468	0,227	0,126	0,0742
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,23	5,00	3,39	2,24	1,63	1,14	0,756	0,454	0,213	0,127	0,0788
		$\rho_{об} > 75$	5,20	4,65	2,90	1,97	1,50	1,11	0,759	0,427	0,194	0,127	0,0788
16	Ярославский район ($N_н$ = 68)	$\rho_{об} \le 25$	6,80	5,33	3,38	2,06	1,54	1,14	0,778	0,444	0,222	0,127	0,0754
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,34	4,72	3,15	1,92	1,42	1,04	0,700	0,411	0,211	0,124	0,0754
		$50 < \rho_{об} \le 75$	4,70	4,02	2,70	1,76	1,31	0,951	0,647	0,389	0,197	0,122	0,0725
		$\rho_{об} > 75$	3,63	3,03	2,02	1,37	1,13	0,882	0,642	0,379	0,193	0,125	0,0730
17	Московский район ($N_н$ = 144)	$\rho_{об} \le 25$	6,61	5,05	3,67	2,31	1,66	1,21	0,814	0,462	0,209	0,126	0,0730
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,70	5,07	3,59	2,14	1,52	1,10	0,745	0,408	0,197	0,127	0,0730
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,73	5,38	3,49	2,08	1,50	1,10	0,739	0,422	0,203	0,126	0,0771
		$\rho_{об} > 75$	4,93	4,12	2,81	1,72	1,28	0,993	0,697	0,425	0,196	0,125	0,0736
18	Тульско-Калужский район ($N_н$ = 132)	$\rho_{об} \le 25$	7,34	5,75	4,08	2,42	1,72	1,22	0,795	0,444	0,214	0,123	0,0719
		$25 < \rho_{об} \le 50$	7,34	5,75	3,83	2,25	1,61	1,15	0,750	0,425	0,206	0,117	0,0725
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,10	5,02	3,52	2,03	1,51	1,07	0,710	0,401	0,199	0,125	0,0701
		$\rho_{об} > 75$	4,47	3,80	2,88	1,79	1,38	1,03	0,699	0,419	0,204	0,127	0,0754
19	Владимиро-Рязанский район ($N_н$ = 68)	$\rho_{об} \le 25$	7,44	5,77	3,85	2,36	1,71	1,23	0,800	0,444	0,215	0,123	0,0707
		$25 < \rho_{об} \le 50$	7,27	5,50	3,71	2,19	1,58	1,15	0,756	0,436	0,215	0,123	0,0736
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,83	5,07	3,41	2,11	1,56	1,12	0,747	0,424	0,203	0,122	0,0713
		$\rho_{об} > 75$	5,53	4,23	2,82	1,78	1,32	0,975	0,689	0,417	0,198	0,122	0,0690
Верхне-Волжское УГМС													
20	Район г. Костромы ($N_н$ = 61)	$\rho_{об} \le 25$	7,00	5,50	4,05	2,63	1,89	1,33	0,856	0,467	0,220	0,125	0,0771
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,94	5,22	3,78	2,31	1,65	1,12	0,767	0,428	0,206	0,118	0,0707
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,67	5,18	3,48	2,03	1,47	1,16	0,749	0,434	0,212	0,130	0,0736
		$\rho_{об} > 75$	4,37	3,50	2,55	1,78	1,30	0,953	0,638	0,433	0,204	0,128	0,0748

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
21	Район г. Горького ($N_н$ = 61)	$p_{об}$≤25	5,83	4,23	2,97	1,88	1,42	1,04	0,711	0,414	0,208	0,119	0,0701
		25<$p_{об}$≤50	7,14	5,33	3,70	2,21	1,62	1,18	0,778	0,439	0,213	0,120	0,0725
		50<$p_{об}$≤75	6,90	5,37	3,74	2,15	1,57	1,14	0,764	0,419	0,192	0,124	0,0730
		$p_{об}$>75	5,80	4,60	3,14	2,02	1,47	1,14	0,672	0,395	0,190	0,122	0,0719
22	Район г. Лукоянова ($N_н$ = 54)	$p_{об}$≤25	7,00	5,30	3,83	2,45	1,78	1,28	0,839	0,458	0,215	0,118	0,0684
		25<$p_{об}$≤50	7,67	5,40	3,33	1,96	1,42	1,03	0,689	0,400	0,199	0,117	0,0684
		50<$p_{об}$≤75	7,07	5,43	3,49	2,08	1,47	1,09	0,692	0,384	0,196	0,121	0,0704
		$p_{об}$>75	4,23	3,62	2,56	1,47	1,34	0,990	0,633	0,358	0,175	0,125	0,0728
23	Район г. Кирова ($N_н$ = 104)	$p_{об}$≤25	7,47	5,45	3,79	2,41	1,74	1,25	0,806	0,444	0,210	0,118	0,0684
		25<$p_{об}$≤50	7,20	5,50	3,61	2,18	1,60	1,16	0,772	0,439	0,210	0,122	0,0730
		50<$p_{об}$≤75	5,73	4,32	2,99	1,99	1,44	1,03	0,734	0,412	0,187	0,124	0,0736
		$p_{об}$>75	3,93	3,00	2,17	1,49	1,23	0,958	0,668	0,402	0,194	0,125	0,0771
Уральское УГМС													
24	Пермский район (бассейн р. Камы) ($N_н$ = 54)	$p_{об}$≤25	6,67	5,13	3,58	2,23	1,64	1,18	0,778	0,433	0,212	0,122	0,0701
		25<$p_{об}$≤50	7,34	5,75	3,75	2,19	1,56	1,10	0,717	0,399	0,197	0,116	0,0701
		50<$p_{об}$≤75	5,93	5,12	3,43	2,02	1,45	1,01	0,665	0,384	0,196	0,126	0,0765
		$p_{об}$>75	3,21	2,53	1,89	1,32	1,02	0,840	0,579	0,366	0,186	0,124	0,0678
25	Западный склон Центрального Урала ($N_н$ = 44)	$p_{об}$≤25	7,74	6,14	4,23	2,54	1,80	1,28	0,822	0,450	0,215	0,123	0,0725
		25<$p_{об}$≤50	6,57	4,80	3,25	2,00	1,48	1,08	0,728	0,414	0,201	0,116	0,0696
		50<$p_{об}$≤75	5,63	4,67	3,23	1,93	1,40	0,997	0,644	0,409	0,185	0,125	0,0707
		$p_{об}$>75	3,87	3,10	2,10	1,64	1,14	0,886	0,599	0,374	0,182	0,124	0,0707
26	Южное Предуралье (бассейн р. Белой) ($N_н$ = 79)	$p_{об}$≤25	6,67	5,03	3,63	2,17	1,56	1,12	0,739	0,421	0,206	0,118	0,0695
		25<$p_{об}$≤50	6,50	4,83	3,25	1,97	1,43	1,04	0,689	0,397	0,199	0,116	0,0678
		50<$p_{об}$≤75	5,53	4,50	3,17	1,91	1,36	0,962	0,627	0,379	0,191	0,126	0,0713
		$p_{об}$>75	4,50	3,53	2,66	1,61	1,23	0,966	0,672	0,396	0,191	0,127	0,0806

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
27	Центральный Урал ($N_н$ = 55)	$p_{об}$≤25	6,54	4,83	3,24	1,96	1,45	1,07	0,717	0,420	0,214	0,126	0,0748
		25<$p_{об}$≤50	6,67	5,13	3,25	1,89	1,39	1,01	0,684	0,400	0,208	0,124	0,0748
		50<$p_{об}$≤75	6,30	4,78	3,19	2,01	1,40	0,973	0,663	0,394	0,188	0,131	0,0817
		$p_{об}$>75	3,73	3,03	2,12	1,39	1,12	0,916	0,668	0,392	0,178	0,124	0,0794
УГМС Центрально-черноземных областей													
28	Брянско-Орловский район ($N_н$ = 52)	$p_{об}$≤25	7,80	5,90	4,17	2,44	1,76	1,26	0,822	0,464	0,223	0,125	0,0707
		25<$p_{об}$≤50	8,94	6,03	4,13	2,32	1,67	1,20	0,789	0,444	0,219	0,126	0,0725
		50<$p_{об}$≤75	8,50	6,18	3,91	2,23	1,63	1,20	0,802	0,446	0,209	0,129	0,0750
		$p_{об}$>75	6,40	5,45	3,69	2,07	1,59	1,16	0,741	0,419	0,200	0,122	0,0676
29	Курско-Белгородский район ($N_н$ = 60)	$p_{об}$≤25	6,50	5,17	3,83	2,52	1,89	1,37	0,895	0,489	0,225	0,122	0,0672
		25<$p_{об}$≤50	7,77	5,88	4,08	2,52	1,82	1,30	0,845	0,464	0,221	0,122	0,0667
		50<$p_{об}$≤75	8,23	6,10	4,06	2,45	1,81	1,29	0,829	0,448	0,207	0,127	0,0713
		$p_{об}$>75	7,10	5,15	3,54	2,27	1,71	1,22	0,810	0,458	0,204	0,122	0,0690
30	Тамбовско-Липецкий район ($N_н$ = 56)	$p_{об}$≤25	6,84	5,13	3,58	2,19	1,58	1,14	0,761	0,433	0,214	0,123	0,0701
		25<$p_{об}$≤50	7,90	5,83	3,80	2,23	1,61	1,15	0,761	0,433	0,214	0,123	0,0701
		50<$p_{об}$≤75	7,17	5,32	3,37	2,04	1,51	1,11	0,727	0,419	0,203	0,125	0,0701
		$p_{об}$>75	5,23	3,67	2,72	1,75	1,25	0,936	0,643	0,402	0,188	0,120	0,0649
31	Воронежский район ($N_н$ = 53)	$p_{об}$≤25	6,57	4,83	3,47	2,12	1,56	1,12	0,739	0,424	0,212	0,119	0,0678
		25<$p_{об}$≤50	7,04	5,30	3,76	2,34	1,75	1,25	0,800	0,444	0,221	0,126	0,0719
		50<$p_{об}$≤75	6,70	5,25	3,0	2,26	1,62	1,26	0,811	0,466	0,215	0,127	0,0736
		$p_{об}$>75	5,54	4,45	2,84	1,80	1,38	1,11	0,795	0,486	0,217	0,125	0,0736
Приволжское УГМС													
32	Пензенский район ($N_н$ = 64)	$p_{об}$≤25	6,67	4,75	3,00	1,81	1,33	0,991	0,678	0,400	0,208	0,123	0,0730
		25<$p_{об}$≤50	6,34	4,83	3,17	1,92	1,39	0,991	0,656	0,370	0,190	0,116	0,0719
		50<$p_{об}$≤75	6,20	4,60	3,06	1,82	1,33	0,977	0,646	0,384	0,176	0,12	0,0726
		$p_{об}$>75	3,53	2,77	1,90	1,33	1,04	0,812	0,557	0,338	0,177	0,110	0,0635

Продолжение прил. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
33	Саратовский район ($N_н$ = 64)	$\rho_{06} \le 25$	7,17	5,58	3,83	2,36	1,72	1,25	0,828	0,467	0,223	0,123	0,0690
		$25 < \rho_{06} \le 50$	6,67	5,17	3,58	2,19	1,58	1,13	0,734	0,420	0,206	0,120	0,0707
		$50 < \rho_{06} \le 75$	5,80	4,72	3,24	2,14	1,54	1,12	0,715	0,413	0,199	0,127	0,0684
		$\rho_{06} > 75$	2,35	1,90	1,54	1,13	0,876	0,694	0,526	0,334	0,155	0,096	0,0529
34	Казанский район ($N_н$ = 71)	$\rho_{06} \le 25$	7,67	5,58	3,63	2,27	1,67	1,20	0,784	0,439	0,213	0,121	0,0719
		$25 < \rho_{06} \le 50$	7,00	5,23	3,46	2,04	1,49	1,07	0,711	0,406	0,201	0,117	0,0684
		$50 < \rho_{06} \le 75$	6,00	4,37	2,91	1,77	1,35	1,01	0,723	0,407	0,195	0,123	0,0682
		$\rho_{06} > 75$	3,57	2,50	1,68	1,14	0,945	0,770	0,548	0,339	0,168	0,110	0,0612
35	Самарский район ($N_н$ = 51)	$\rho_{06} \le 25$	7,00	5,43	3,75	2,28	1,67	1,21	0,800	0,446	0,213	0,118	0,0661
		$25 < \rho_{06} \le 50$	7,07	5,20	3,67	2,17	1,56	1,11	0,734	0,422	0,208	0,118	0,0690
		$50 < \rho_{06} \le 75$	6,90	5,15	3,44	2,06	1,49	1,04	0,716	0,416	0,183	0,124	0,0696
		$\rho_{06} > 75$	4,83	3,45	2,46	1,55	1,23	0,962	0,642	0,378	0,159	0,117	0,0661
36	Южное Заволжье ($N_н$ = 51)	$\rho_{06} \le 25$	8,00	5,17	3,33	2,06	1,50	1,07	0,717	0,408	0,201	0,116	0,0672
		$25 < \rho_{06} \le 50$	7,17	5,53	3,75	2,27	1,65	1,20	0,784	0,439	0,211	0,117	0,0672
		$50 < \rho_{06} \le 75$	5,97	4,73	3,58	2,227	1,57	1,09	0,727	0,399	0,179	0,121	0,0638
		$\rho_{06} > 75$	1,17	0,990	0,794	0,588	0,459	0,344	0,240	0,150	0,853	0,053	0,0274
37	Оренбургский район ($N_н$ = 41)	$\rho_{06} \le 25$	7,04	5,50	3,88	2,29	1,67	1,18	0,776	0,431	0,208	0,117	0,0655
		$25 < \rho_{06} \le 50$	6,67	5,08	3,33	1,93	1,39	1,00	0,656	0,370	0,190	0,116	0,0690
		$50 < \rho_{06} \le 75$	5,37	4,20	2,57	1,67	1,33	1,02	0,719	0,392	0,170	0,127	0,0730
		$\rho_{06} > 75$	1,47	1,40	1,16	0,934	0,790	0,720	0,544	0,359	0,156	0,106	0,0602
		Северо-Кавказское УГМС											
38	Район г. Серафимовича ($N_н$ = 52)	$\rho_{06} \le 25$	6,54	4,73	3,28	2,02	1,49	1,09	0,734	0,422	0,204	0,122	0,0701
		$25 < \rho_{06} \le 50$	6,80	5,32	3,58	2,13	1,56	1,14	0,756	0,433	0,210	0,125	0,0730
		$50 < \rho_{06} \le 75$	6,37	5,07	3,75	2,22	1,54	1,08	0,764	0,444	0,201	0,130	0,0748
		$\rho_{06} > 75$	3,64	3,32	2,44	1,61	1,27	1,03	0,708	0,400	0,198	0,124	0,0759

Продолжение прил. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
39	Район г. Волжского ($N_н$ = 56)	$\rho_{06} \le 25$	6,94	5,33	3,92	2,52	1,85	1,37	0,885	0,478	0,220	0,119	0,0649
		$25 < \rho_{06} \le 50$	6,34	5,33	3,92	2,33	1,66	1,17	0,772	0,428	0,208	0,119	0,0655
		$50 < \rho_{06} \le 75$	5,30	3,92	3,23	2,11	1,65	1,19	0,768	0,437	0,212	0,128	0,0736
		$\rho_{06} > 75$	2,70	1,68	1,56	1,29	1,11	0,919	0,675	0,441	0,209	0,128	0,0684
40	Район г. Ростова-на-Дону ($N_н$ = 65)	$\rho_{06} \le 25$	6,03	4,90	3,59	2,30	1,69	1,24	0,822	0,471	0,225	0,125	0,0690
		$25 < \rho_{06} \le 50$	6,00	4,77	3,17	2,00	1,50	1,11	0,756	0,436	0,215	0,125	0,0690
		$50 < \rho_{06} \le 75$	6,00	4,77	3,29	1,98	1,43	1,04	0,708	0,416	0,197	0,134	0,0730
		$\rho_{06} > 75$	4,13	3,38	2,49	1,73	1,41	1,09	0,756	0,441	0,203	0,125	0,0655
41	Нижняя Волга и западная часть Прикаспийской низменности	$\rho_{06} \le 25$	5,70	4,88	3,53	2,27	1,66	1,18	0,765	0,431	0,208	0,117	0,0643
		$25 < \rho_{06} \le 50$	4,37	3,60	2,75	1,85	1,40	1,04	0,717	0,421	0,208	0,117	0,0632
		$50 < \rho_{06} \le 75$	4,37	3,90	2,74	1,86	1,54	1,18	0,787	0,443	0,206	0,130	0,0730
		$\rho_{06} > 75$	3,07	2,93	2,38	1,85	1,50	1,18	0,841	0,479	0,219	0,126	0,0649
42	Низовье р. Кубани и восточная часть побережья Азовского моря ($N_н$ = 73)	$\rho_{06} \le 25$	6,17	4,92	3,75	2,54	1,89	1,34	0,859	0,463	0,220	0,131	0,0788
		$25 < \rho_{06} \le 50$	6,17	4,92	3,75	2,44	1,80	1,28	0,839	0,463	0,215	0,120	0,0701
		$50 < \rho_{06} \le 75$	5,43	5,00	3,71	2,33	1,78	1,22	0,852	0,483	0,218	0,137	0,0777
		$\rho_{06} > 75$	4,60	3,92	,82	1,87	1,46	1,12	0,814	0,487	0,213	0,132	0,0707
43	Район станций Армавир и Петровское ($N_н$ = 65)	$\rho_{06} \le 25$	5,87	5,05	4,04	2,68	1,92	1,36	0,878	0,472	0,222	0,128	0,0771
		$25 < \rho_{06} \le 50$	5,27	4,48	3,38	2,17	1,62	1,20	0,789	0,450	0,225	0,132	0,0812
		$50 < \rho_{06} \le 75$	4,80	4,10	3,23	2,11	1,61	1,14	0,768	0,461	0,214	0,155	0,0852
		$\rho_{06} > 75$	3,90	3,63	2,58	1,81	1,38	1,05	0,724	0,431	0,218	0,142	0,0858
44	Район городов Ставрополя и Черкесска ($N_н$ = 69)	$\rho_{06} \le 25$	4,50	3,77	2,97	2,03	1,56	1,12	0,739	0,420	0,204	0,116	0,0638
		$25 < \rho_{06} \le 50$	4,67	4,17	3,22	2,11	1,56	1,12	0,739	0,420	0,204	0,122	0,0725
		$50 < \rho_{06} \le 75$	4,13	3,58	2,98	1,92	1,43	1,08	0,745	0,407	0,190	0,130	0,0736
		$\rho_{06} > 75$	3,53	2,97	2,28	1,55	1,24	1,00	0,684	0,384	0,173	0,125	0,0696

21 Зак. 165

Продолжение прил. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
45	Район городов Ставрополя и Черкесска ($N_н$ = 69)	$\rho_{об} \le 25$	4,20	3,42	2,71	2,04	1,61	1,20	0,811	0,456	0,227	0,133	0,0812
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,67	3,63	2,71	1,84	1,40	1,03	0,672	0,389	0,212	0,130	0,0800
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,57	4,70	3,30	2,03	1,45	1,05	0,677	0,416	0,198	0,156	0,0893
		$\rho_{об} > 75$	3,30	3,47	2,37	1,57	1,19	0,899	0,619	0,389	0,194	0,131	0,0719
46	Район городов Туапсе и Сочи ($N_н$ = 53)	$\rho_{об} \le 25$	4,83	3,58	2,58	1,81	1,46	1,14	0,778	0,450	0,227	0,133	0,0846
		$25 < \rho_{об} \le 50$	3,83	3,47	2,48	1,67	1,26	0,935	0,645	0,383	0,199	0,122	0,0754
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,83	3,05	2,29	1,65	1,25	0,897	0,596	0,383	0,201	0,142	0,0800
		$\rho_{об} > 75$	3,97	3,25	2,24	1,48	1,16	0,899	0,639	0,355	0,188	0,138	0,0817
47	Район станции Гойтх ($N_н$ = 40)	$\rho_{об} \le 25$	3,33	2,70	2,11	1,56	1,23	0,926	0,634	0,383	0,206	0,126	0,0870
		$25 < \rho_{об} \le 50$	3,33	2,70	2,07	1,38	1,08	0,815	0,578	0,358	0,199	0,126	0,0835
		$50 < \rho_{об} \le 75$	2,38	2,13	1,60	1,04	0,795	0,638	0,497	0,298	0,141	0,0951	0,0655
		$\rho_{об} > 75$	1,92	1,83	1,53	0,930	0,806	0,649	0,439	0,296	0,154	0,0925	0,0690
48	Район г. Гуэрипль ($N_н$ = 39)	$\rho_{об} \le 25$	6,00	4,67	3,54	2,33	1,72	1,25	0,828	0,467	0,232	0,139	0,0841
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,83	3,70	2,78	1,92	1,47	1,07	0,722	0,417	0,209	0,123	0,0759
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,80	3,32	2,26	1,48	1,11	0,870	0,633	0,388	0,190	0,130	0,0742
		$\rho_{об} > 75$	2,67	2,45	1,83	1,27	1,01	0,770	0,548	0,360	0,165	0,135	0,0812
49	Район городов Пятигорска и Моздока ($N_н$ = 61)	$\rho_{об} \le 25$	5,37	4,65	3,67	2,71	2,02	1,46	0,949	0,511	0,232	0,134	0,0765
		$25 < \rho_{об} \le 50$	5,60	4,53	3,55	2,50	1,83	1,32	0,867	0,478	0,232	0,141	0,0858
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,13	4,52	3,34	2,13	1,65	1,20	0,805	0,459	0,208	0,148	0,0806
		$\rho_{об} > 75$	4,00	3,60	2,81	2,02	1,55	1,14	0,772	0,435	0,201	0,151	0,0858
50	Район городов Орджоникидзе и станции Карачаевск ($N_н$ = 47)	$\rho_{об} \le 25$	5,97	4,55	3,25	2,19	1,69	1,26	0,822	0,467	0,232	0,133	0,0806
		$25 < \rho_{об} \le 50$	5,33	4,20	3,18	2,01	1,50	1,10	0,750	0,44	0,238	0,145	0,0876
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,07	4,25	3,04	1,90	1,41	1,07	0,711	0,462	0,239	0,1362	0,0968
		$\rho_{об} > 75$	3,83	3,53	2,61	1,69	1,33	1,05	0,727	0,433	0,218	0,143	0,0893

Продолжение прил. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
51	Район станции Архыз ($N_н$=36)	$\rho_{об} \le 25$	2,37	2,00	1,48	1,00	0,803	0,635	0,478	0,322	0,199	0,137	0,0920
		$25 < \rho_{об} \le 50$	2,37	2,08	1,72	1,21	0,958	0,759	0,556	0,361	0,199	0,125	0,0794
		$50 < \rho_{об} \le 75$	1,98	1,63	1,37	1,10	0,940	0,803	0,551	0,353	0,181	0,125	0,0690
		$\rho_{об} > 75$	1,62	1,50	1,27	1,00	0,870	0,749	0,581	0,366	0,197	0,133	0,0696
52	Район станции Теберда ($N_н$ = 44)	$\rho_{об} \le 25$	4,00	3,50	2,38	1,52	1,17	0,880	0,622	0,378	0,197	0,122	0,0794
		$25 < \rho_{об} \le 50$	2,40	1,08	1,54	1,07	0,856	0,678	0,500	0,328	0,190	0,126	0,0736
		$50 < \rho_{об} \le 75$	1,60	1,36	1,19	1,02	0,862	0,718	0,478	0,368	0,1730	0,131	0,0742
		$\rho_{об} > 75$	4,41	1,28	1,13	0,946	0,828	0,744	0,505	0,377	0,180	0,125	0,0696
Уральское УГМС													
53	Район станций Ивдель-Верхотурье ($N_н$ = 44)	$\rho_{об} \le 25$	5,97	4,55	3,33	2,04	1,48	1,06	0,706	0,411	0,208	0,122	0,0725
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,67	4,75	3,25	1,96	1,42	1,03	0,689	0,400	0,208	0,122	0,0725
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,37	4,95	3,59	2,03	1,44	1,07	0,744	0,418	0,194	0,127	0,0736
		$\rho_{об} > 75$	5,07	3,53	2,43	1,67	1,26	1,03	0,744	0,426	0,195	0,130	0,0736
54	Район городов Екатеринбурга и Нижнего Тагила ($N_н$ =59)	$\rho_{об} \le 25$	6,34	5,17	3,50	2,09	1,53	1,11	0,745	0,439	0,223	0,132	0,0783
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,34	4,50	3,13	2,02	1,47	1,05	0,689	0,400	0,211	0,127	0,0783
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,83	4,30	2,91	1,94	1,40	1,00	0,652	0,380	0,191	0,127	0,0812
		$\rho_{об} > 75$	3,32	2,72	1,98	1,37	1,10	0,873	0,607	0,384	0,176	0,122	0,0713
55	Район станций Туринск и Камышлов ($N_н$ = 69)	$\rho_{об} \le 25$	7,00	5,25	3,42	2,00	1,45	1,06	0,711	0,411	0,210	0,123	0,0800
		$25 < \rho_{об} \le 50$	5,33	4,07	2,83	1,78	1,31	0,963	0,639	0,378	0,199	0,125	0,0823
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,63	3,07	2,08	1,45	1,15	0,845	0,563	0,364	0,186	0,127	0,0777
		$\rho_{об} > 75$	2,21	1,78	1,42	1,10	0,909	0,757	0,687	0,376	0,186	0,128	0,0771
56	Район городов Шадринска и Кургана ($N_н$ = 58)	$\rho_{об} \le 25$	6,00	4,75	3,13	1,94	1,46	1,08	0,739	0,431	0,212	0,119	0,0667
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,17	4,83	3,43	2,15	1,60	1,17	0,784	0,450	0,215	0,119	0,0690
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,10	4,15	3,09	1,90	1,43	1,04	0,731	0,428	0,196	0,121	0,0661
		$\rho_{об} > 75$	3,05	2,50	1,82	1,23	1,10	0,947	0,702	0,434	0,210	0,125	0,0736
57	Район городов Челябинска и Троицка ($N_н$ = 63)	$\rho_{об} \le 25$	6,17	5,03	3,25	1,92	1,39	1,00	0,678	0,397	0,204	0,1198	0,0771
		$25 < \rho_{об} \le 50$	5,33	4,17	2,77	1,74	1,28	0,954	0,645	0,383	0,204	0,128	0,0846
		$50 < \rho_{об} \le 75$	4,10	3,22	2,38	1,64	1,29	0,992	0,708	0,416	0,199	0,132	0,0881
		$\rho_{об} > 75$	2,31	1,85	1,52	1,19	0,970	0,856	0,639	0,417	0,195	0,130	0,0754

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
						Омское УГМС							
58	Салехардский район ($N_н$ = 53)	$\rho_{об} \le 25$	7,34	5,17	3,42	2,00	1,44	1,04	0,682	0,383	0,194	0,122	0,0806
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,00	3,18	2,19	1,39	1,07	0,824	0,595	0,378	0,208	0,130	0,0800
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,14	2,28	1,50	1,05	0,837	0,705	0,541	0,368	0,195	0,137	0,0793
		$\rho_{об} > 75$	1,88	1,51	1,13	0,85	0,712	0,585	0,453	0,326	0,192	0,127	0,0763
59	Ханты-Мансийский район ($N_н$ = 47)	$\rho_{об} \le 25$	7,17	5,33	3,67	2,20	1,59	1,14	0,756	0,428	0,211	0,124	0,0754
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,00	4,02	2,67	1,65	1,21	0,880	0,589	0,353	0,191	0,120	0,0754
		$50 < \rho_{об} \le 75$	4,10	3,02	2,04	1,31	1,01	0,760	0,525	0,316	0,158	0,124	0,0706
		$\rho_{об} > 75$	2,27	1,78	1,32	0,976	0,820	0,651	0,470	0,338	0,170	0,126	0,0778
60	Тюмень–Тобольский район ($N_н$ = 66)	$\rho_{об} \le 25$	5,33	4,17	3,00	1,80	1,33	0,976	0,667	0,389	0,199	0,119	0,0696
		$25 < \rho_{об} \le 50$	7,00	4,83	3,27	2,06	1,52	1,11	0,734	0,422	0,213	0,124	0,0719
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,87	5,30	3,27	1,98	1,45	1,04	0,710	0,400	0,205	0,131	0,0755
		$\rho_{об} > 75$	4,20	4,53	2,99	1,86	1,36	1,01	0,710	0,417	0,200	0,130	0,0734
61	Омский район ($N_н$ = 105)	$\rho_{об} \le 25$	6,34	4,83	3,50	2,25	1,67	1,20	0,800	0,444	0,220	0,125	0,0725
		$25 < \rho_{об} \le 50$	7,07	5,47	3,50	2,08	1,52	1,11	0,734	0,422	0,213	0,124	0,0739
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,57	5,12	3,32	1,89	1,40	1,02	0,677	0,389	0,209	0,129	0,0746
		$\rho_{об} > 75$	4,57	3,72	2,58	1,64	1,25	0,919	0,658	0,377	0,212	0,127	0,0728
						Западно-Сибирское УГМС							
62	Северный район г. Омска ($N_н$ = 55)	$\rho_{об} \le 25$	6,67	5,00	3,58	2,25	1,64	1,20	0,789	0,444	0,208	0,119	0,0725
		$25 < \rho_{об} \le 50$	7,17	5,63	3,60	2,15	1,58	1,15	0,770	0,433	0,213	0,124	0,0756
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,27	4,85	3,29	1,99	1,46	1,08	0,704	0,416	0,200	0,125	0,0789
		$\rho_{об} > 75$	3,90	3,02	2,33	1,66	1,33	1,04	0,703	0,413	0,179	0,122	0,0748
63	Центральный район г. Новосибирска ($N_н$ = 55)	$\rho_{об} \le 25$	8,00	5,83	3,96	2,54	1,94	1,43	0,922	0,511	0,236	0,125	0,0725
		$25 < \rho_{об} \le 50$	7,70	5,50	3,79	2,44	1,78	1,29	0,853	0,472	0,222	0,123	0,0707
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,07	5,08	3,70	2,14	1,54	1,10	0,744	0,441	0,203	0,124	0,0682
		$\rho_{об} > 75$	2,55	2,25	1,87	1,34	1,13	0,903	0,652	0,408	0,192	0,115	0,0637

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
64	Южный (горный) район ($N_н$ = 66)	$\rho_{об} \le 25$	7,67	5,53	3,86	2,38	1,72	1,22	0,778	0,428	0,208	0,122	0,0754
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,87	5,17	3,33	1,92	1,39	1,00	0,667	0,381	0,199	0,124	0,0800
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,67	2,98	2,09	1,54	1,25	0,925	0,630	0,379	0,186	0,122	0,0760
		$\rho_{об} > 75$	1,59	1,35	1,03	0,855	0,745	0,605	0,484	0,305	0,148	0,105	0,0570
						Красноярское УГМС							
65	Северный район ($N_н$ = 27)	$\rho_{об} \le 25$	8,50	6,17	3,83	2,29	1,69	1,23	0,817	0,450	0,220	0,127	0,0800
		$25 < \rho_{об} \le 50$	5,67	4,83	3,33	2,00	1,47	1,07	0,711	0,397	0,196	0,116	0,0771
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,67	5,00	3,34	2,00	0,44	1,04	0,677	0,403	0,193	0,120	0,0742
		$\rho_{об} > 75$	2,20	1,80	1,58	1,21	1,00	0,849	0,631	0,389	0,173	0,121	0,0736
66	Средняя часть бассейна р. Чулым ($N_н$ = 26)	$\rho_{об} \le 25$	6,17	4,67	3,33	2,13	1,59	1,16	0,778	0,436	0,208	0,117	0,0667
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,20	5,07	3,58	2,12	1,54	1,12	0,739	0,417	0,208	0,123	0,0806
		$50 < \rho_{об} \le 75$	6,10	4,98	3,91	2,25	1,57	1,12	0,755	0,466	0,209	0,128	0,0733
		$\rho_{об} > 75$	4,40	2,65	2,55	1,80	1,45	1,14	0,765	0,461	0,220	0,128	0,0636
67	Центральный район ($N_н$ = 56)	$\rho_{об} \le 25$	6,67	5,20	3,73	2,25	1,61	1,15	0,745	0,422	0,208	0,125	0,0742
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,50	5,00	3,50	2,10	1,56	1,11	0,745	0,433	0,211	0,119	0,0725
		$50 < \rho_{об} \le 75$	4,33	3,67	2,92	1,88	1,41	1,05	0,723	0,438	0,201	0,123	0,0659
		$\rho_{об} > 75$	2,22	1,97	1,48	1,16	0,925	0,754	0,563	0,404	0,207	0,124	0,0639
68	Хребет Кузнецкого Алатау – прииск Неожиданный ($N_н$ = 17)	$\rho_{об} \le 25$	6,00	4,12	2,78	1,79	1,36	1,01	0,689	0,411	0,218	0,131	0,0870
		$25 < \rho_{об} \le 50$	5,67	4,25	2,71	1,60	1,20	0,889	0,634	0,400	0,220	0,139	0,0870
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,70	2,83	1,95	1,43	1,06	0,771	0,553	0,364	0,189	0,130	0,0831
		$\rho_{об} > 75$	1,67	1,31	1,01	0,805	0,726	0,586	0,437	0,291	0,148	0,102	0,0767
69	Район Минусинской котловины ($N_н$ = 27)	$\rho_{об} \le 25$	7,14	5,53	3,89	2,38	1,72	1,25	0,811	0,444	0,215	0,122	0,0696
		$25 < \rho_{об} \le 50$	6,34	4,83	3,38	2,06	1,51	1,09	0,722	0,422	0,211	0,124	0,0719
		$50 < \rho_{об} \le 75$	5,93	4,88	3,34	2,12	1,52	1,07	0,721	0,392	0,204	0,128	0,0707
		$\rho_{об} > 75$	3,67	2,98	2,20	1,59	1,27	0,932	0,638	0,404	0,192	0,122	0,0642

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
70	Северный склон Западного Саяна ($N_и$ = 60)	$\rho_{об} \le 25$	4,50	3,08	2,00	1,21	0,917	0,695	0,483	0,303	0,176	0,116	0,0696
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,00	3,03	2,04	1,31	1,01	0,765	0,539	0,336	0,186	0,116	0,0725
		$50 < \rho_{об} \le 75$	1,93	1,55	1,21	0,963	0,840	0,758	0,630	0,409	0,192	0,121	0,0763
		$\rho_{об} > 75$	1,93	1,55	1,21	0,963	0,840	0,758	0,630	0,409	0,192	0,121	0,0763
Иркутское УГМС													
71	Северное Прибайкалье ($N_и$ = 146)	$\rho_{об} \le 25$	5,00	3,97	2,68	1,60	1,17	0,834	0,567	0,347	0,194	0,122	0,754
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,27	3,42	2,33	1,48	1,13	0,852	0,606	0,378	0,208	0,126	0,0754
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,73	3,08	2,29	1,47	1,09	0,803	0,568	0,349	0,185	0,126	0,0719
		$\rho_{об} > 75$	2,83	2,37	1,77	1,24	0,976	0,768	0,547	0,342	0,176	0,122	0,0672
72	Южное Прибайкалье ($N_и$ = 88)	$\rho_{об} \le 25$	5,00	3,77	2,79	1,88	1,36	1,00	0,672	0,392	0,200	0,117	0,0696
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,17	3,20	2,29	1,46	1,08	0,819	0,572	0,350	0,190	0,116	0,0696
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,26	2,70	2,16	1,31	1,02	0,801	0,569	0,323	0,180	0,126	0,0725
		$\rho_{об} > 75$	2,70	2,17	1,63	1,12	0,942	0,771	0,572	0,363	0,180	0,124	0,0707
73	Район хребта Хамар-Дабан ($N_и$ = 73)	$\rho_{об} \le 25$	2,03	1,43	1,00	0,700	0,570	0,463	0,358	0,250	0,164	0,116	0,0771
		$25 < \rho_{об} \le 50$	1,67	1,37	0,950	0,638	0,500	0,398	0,311	0,228	0,157	0,116	0,0806
		$50 < \rho_{об} \le 75$	1,62	1,36	0,984	0,730	0,584	0,485	0,374	0,268	0,175	0,136	0,0817
		$\rho_{об} > 75$	1,23	1,05	0,851	0,663	0,578	0,483	0,408	0,293	0,174	0,135	0,0736
Забайкальское УГМС													
74	Северное Забайкалье ($N_и$ = 112)	$\rho_{об} \le 25$	5,50	4,17	2,67	1,62	1,20	0,880	0,611	0,367	0,201	0,126	0,0788
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,17	3,08	2,08	1,34	1,03	0,778	0,547	0,336	0,188	0,122	0,0800
		$50 < \rho_{об} \le 75$	2,09	1,64	1,26	0,905	0,764	0,657	0,526	0,356	0,192	0,126	0,0748
		$\rho_{об} > 75$	1,32	1,17	0,976	0,792	0,681	0,588	0,500	0,3550	0,201	0,136	0,0800
75	Южное Забайкалье ($N_и$ = 138)	$\rho_{об} \le 25$	5,17	3,63	2,46	1,64	1,22	0,898	0,600	0,367	0,197	0,122	0,0736
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,67	3,53	2,33	1,46	1,11	0,834	0,572	0,348	0,191	0,120	0,0754
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,80	3,13	2,27	1,44	1,07	0,810	0,597	0,374	0,185	0,126	0,0765
		$\rho_{об} > 75$	2,10	1,77	1,43	1,14	0,978	0,820	0,603	0,379	0,181	0,120	0,0667

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
76	Бассейн рек Шилки и Аргуни ($N_и$ = 125)	$\rho_{об} \le 25$	5,60	4,12	2,98	1,94	1,43	1,04	0,700	0,407	0,206	0,120	0,0707
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,93	4,17	2,77	1,71	1,25	0,926	0,631	0,373	0,192	0,116	0,0684
		$50 < \rho_{об} \le 75$	4,23	3,72	2,67	1,66	1,24	0,923	0,630	0,378	0,179	0,125	0,0794
		$\rho_{об} > 75$	2,94	2,40	1,83	1,30	1,06	0,851	0,619	0,391	0,184	0,120	0,0672
77	Амазаро-Ольдойский район–Забайкальское УГМС ($N_и$ = 70)	$\rho_{об} \le 25$	4,83	3,57	2,63	1,83	1,44	1,07	0,717	0,417	0,211	0,122	0,0713
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,67	3,55	2,29	1,41	1,06	0,787	0,556	0,344	0,190	0,118	0,0736
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,40	2,47	1,82	1,37	1,11	0,877	0,644	0,405	0,205	0,133	0,0754
		$\rho_{об} > 75$	1,87	1,50	1,12	0,988	0,870	0,755	0,620	0,429	0,209	0,120	0,0661
Якутское УГМС													
78	Северо-западный район ($N_и$ = 65)	$\rho_{об} \le 25$	5,33	4,17	3,00	1,85	1,37	1,00	0,678	0,398	0,204	0,119	0,0707
		$25 < \rho_{об} \le 50$	5,00	4,10	3,08	1,92	1,42	1,05	0,711	0,411	0,210	0,122	0,0719
		$50 < \rho_{об} \le 75$	4,10	3,18	2,24	1,50	1,25	0,990	0,688	0,405	0,212	0,130	0,0719
		$\rho_{об} > 75$	3,00	2,43	1,63	1,02	0,856	0,714	0,484	0,374	0,207	0,130	0,0707
79	Индигирский район ($N_и$ = 79)	$\rho_{об} \le 25$	5,67	4,47	2,88	1,71	1,25	0,911	0,626	0,375	0,201	0,118	0,0701
		$25 < \rho_{об} \le 50$	3,33	2,67	1,94	1,45	1,06	0,837	0,613	0,389	0,219	0,128	0,0771
		$50 < \rho_{об} \le 75$	2,83	2,27	1,67	1,17	0,976	0,788	0,565	0,373	0,203	0,133	0,0748
		$\rho_{об} > 75$	1,99	1,80	1,43	1,03	0,853	0,685	0,498	0,326	0,189	0,128	0,0701
80	Алданский район ($N_и$ = 46)	$\rho_{об} \le 25$	4,17	3,33	2,38	1,54	1,18	0,880	0,617	0,372	0,201	0,122	0,0754
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,00	3,33	2,21	1,36	1,03	0,778	0,545	0,339	0,188	0,116	0,0725
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,58	2,83	2,03	1,21	0,992	0,766	0,537	0,328	0,185	0,130	0,0736
		$\rho_{об} > 75$	2,86	2,22	1,58	1,01	0,878	0,684	0,507	0,326	0,170	0,127	0,0707
УГМС Дальнего Востока													
81	Район верхней части бассейна р. Зеи ($N_и$ = 72)	$\rho_{об} \le 25$	4,67	3,67	2,67	1,67	1,34	0,926	0,645	0,389	0,211	0,127	0,0765
		$25 < \rho_{об} \le 50$	4,50	3,47	1,42	1,51	1,14	0,861	0,611	0,381	0,211	0,127	0,0765
		$50 < \rho_{об} \le 75$	3,60	2,77	2,03	1,25	0,942	0,722	0,539	0,363	0,199	0,128	0,0736
		$\rho_{об} > 75$	2,74	2,07	1,48	1,05	0,831	0,699	0,515	0,363	0,194	0,128	0,0771

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
82	Район Амурско-Зейского плато ($N_н$=52)	$\rho_{об}$≤25	5,50	4,17	3,03	2,04	1,54	1,11	0,739	0,430	0,220	0,127	0,0783
		25<$\rho_{об}$≤50	6,00	4,33	3,08	1,92	1,42	1,02	0,680	0,400	0,211	0,127	0,0783
		50<$\rho_{об}$≤75	6,23	4,43	2,90	1,83	1,27	0,975	0,639	0,414	0,202	0,134	0,0754
		$\rho_{об}$>75	5,13	3,70	2,44	1,54	1,10	0,818	0,572	0,374	0,186	0,124	0,0736
83	Семеджинско-Буреинский район ($N_н$=51)	$\rho_{об}$≤25	4,83	3,83	2,66	1,83	1,36	1,00	0,689	0,411	0,218	0,131	0,0794
		25<$\rho_{об}$≤50	4,67	3,50	2,50	1,58	1,20	0,889	0,622	0,379	0,204	0,128	0,0783
		50<$\rho_{об}$≤75	4,07	3,17	2,14	1,30	0,954	0,725	0,554	0,358	0,181	0,130	0,0765
		$\rho_{об}$>75	2,55	1,88	1,37	0,946	0,781	0,605	0,462	0,293	0,171	0,124	0,0696
84	Район Зейско-Буреинской равнины ($N_н$=96)	$\rho_{об}$≤25	5,00	3,83	2,75	1,67	1,25	0,945	0,656	0,393	0,209	0,127	0,0759
		25<$\rho_{об}$≤50	5,50	4,00	2,83	1,77	1,31	0,945	0,634	0,378	0,196	0,123	0,0754
		50<$\rho_{об}$≤75	5,87	4,10	2,99	1,78	1,33	0,944	0,627	0,361	0,183	0,125	0,0777
		$\rho_{об}$>75	5,93	3,70	2,74	1,66	1,30	0,925	0,636	0,358	0,176	0,124	0,0748
85	Хара-Тырминский район ($N_н$=114)	$\rho_{об}$≤25	4,50	3,33	2,38	1,62	1,34	0,935	0,650	0,389	0,205	0,124	0,0742
		25<$\rho_{об}$≤50	4,83	3,60	2,61	1,71	1,29	0,963	0,661	0,389	0,205	0,124	0,0759
		50<$\rho_{об}$≤75	4,83	3,57	2,48	1,54	1,20	0,897	0,633	0,378	0,198	0,127	0,0736
		$\rho_{об}$>75	4,47	3,17	2,28	1,42	1,07	0,834	0,590	0,358	0,177	0,128	0,0719
86	Северная часть Нижне-Амурской низменности ($N_н$=68)	$\rho_{об}$≤25	4,67	3,58	2,38	1,46	1,09	0,806	0,567	0,349	0,190	0,117	0,0725
		25<$\rho_{об}$≤50	4,17	3,17	2,29	1,46	1,09	0,806	0,567	0,349	0,190	0,117	0,0725
		50<$\rho_{об}$≤75	3,90	3,13	2,15	1,45	1,09	0,807	0,579	0,358	0,185	0,134	0,0777
		$\rho_{об}$>75	2,62	2,12	1,54	1,09	0,904	0,710	0,528	0,195	0,178	0,130	0,0777
87	Южная часть Нижне-Амурской низменности ($N_н$=148)	$\rho_{об}$≤25	4,17	3,17	2,38	1,60	1,20	0,889	0,622	0,373	0,198	0,122	0,0701
		25<$\rho_{об}$≤50	4,83	3,83	2,63	1,67	1,25	0,926	0,634	0,373	0,198	0,122	0,0701
		50<$\rho_{об}$≤75	4,80	3,88	2,75	1,66	1,23	0,903	0,637	0,388	0,206	0,126	0,0725
		$\rho_{об}$>75	3,87	2,97	2,26	1,43	1,08	0,851	0,599	0,376	0,193	0,118	0,0684
88	Район хребта Сихотэ-Алинь ($N_н$=65)	$\rho_{об}$≤25	5,17	4,00	2,92	1,88	1,40	1,04	0,709	0,414	0,211	0,124	0,0736
		25<$\rho_{об}$≤50	4,73	3,33	2,25	1,44	1,08	0,815	0,578	0,360	0,198	0,122	0,0736
		50<$\rho_{об}$≤75	4,57	3,43	2,32	1,41	1,04	0,777	0,534	0,341	0,186	0,128	0,0736
		$\rho_{об}$>75	3,30	2,80	1,99	1,33	0,998	0,742	0,494	0,304	0,172	0,125	0,0713

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Приморское УГМС													
89	Западный район оз. Ханка ($N_н$ = 97)	$\rho_{об}$≤25	6,37	2,95	2,08	1,37	1,06	0,819	0,589	0,367	0,199	0,122	0,0725
		25<$\rho_{об}$≤50	4,17	3,17	2,12	1,38	1,06	0,819	0,589	0,367	0,199	0,122	0,0725
		50<$\rho_{об}$≤75	4,07	3,20	2,24	1,42	1,07	0,788	0,559	0,357	0,190	0,128	0,0730
		$\rho_{об}$>75	3,30	2,75	2,00	1,33	1,02	0,814	0,594	0,365	0,192	0,126	0,0736
90	Центральный район ($N_н$ = 71)	$\rho_{об}$≤25	4,50	3,43	2,53	1,73	1,34	1,02	0,711	0,425	0,214	0,123	0,0695
		25<$\rho_{об}$≤50	4,90	3,67	2,67	1,71	1,27	0,945	0,656	0,394	0,211	0,127	0,0777
		50<$\rho_{об}$≤75	4,67	3,65	2,55	1,67	1,21	0,854	0,570	0,358	0,191	0,129	0,0771
		$\rho_{об}$>75	3,27	2,70	2,08	1,50	1,13	0,858	0,593	0,361	0,198	0,131	0,0759
91	Восточный район – побережье Японского моря ($N_н$ = 85)	$\rho_{об}$≤25	2,62	2,02	1,48	1,06	0,861	0,700	0,545	0,383	0,227	0,137	0,0783
		25<$\rho_{об}$≤50	2,33	1,80	1,33	0,946	0,772	0,630	0,489	0,342	0,201	0,126	0,0719
		50<$\rho_{об}$≤75	1,92	1,54	1,17	0,846	0,693	0,575	0,440	0,315	0,195	0,134	0,0719
		$\rho_{об}$>75	1,57	1,25	0,992	0,738	0,659	0,560	0,446	0,323	0,190	0,131	0,0713
92	Северный район – побережье Татарского пролива ($N_н$ = 64)	$\rho_{об}$≤25	2,17	1,50	1,04	0,729	0,589	0,482	0,372	0,261	0,167	0,117	0,0771
		25<$\rho_{об}$≤50	1,93	1,37	0,967	0,700	0,575	0,472	0,0372	0,264	0,172	0,119	0,0719
		50<$\rho_{об}$≤75	1,34	1,12	0,859	0,667	0,594	0,521	0,434	0,310	0,184	0,129	0,0736
		$\rho_{об}$>75	1,26	1,05	0,934	0,696	0,650	0,575	0,475	0,323	0,181	0,123	0,0719
93	Южный район ($N_н$ = 72)	$\rho_{об}$≤25	2,33	1,9	1,48	1,12	0,900	0,728	0,555	0,378	0,215	0,128	0,0725
		25<$\rho_{об}$≤50	2,67	2,07	1,58	1,17	0,970	0,787	0,600	0,411	0,220	0,128	0,0748
		50<$\rho_{об}$≤75	2,55	2,08	1,59	1,12	0,906	0,773	0,569	0,412	0,209	0,124	0,0690
		$\rho_{об}$>75	2,31	2,07	1,60	1,07	0,847	0,701	0,543	0,367	0,206	0,128	0,0707
Колымское УГМС													
94	Бассейны рек Омолон, Анюй ($N_н$ = 34)	$\rho_{об}$≤25	5,40	4,18	2,67	1,61	1,20	0,898	0,630	0,383	0,205	0,126	0,0771
		25<$\rho_{об}$≤50	4,67	3,15	2,10	1,38	1,05	0,815	0,589	0,367	0,204	0,125	0,0788
		50<$\rho_{об}$≤75	4,17	3,23	2,10	1,29	1,10	0,847	0,598	0,409	0,209	0,137	0,0835
		$\rho_{об}$>75	3,73	2,73	1,84	1,27	1,10	0,871	0,642	0,427	0,226	0,151	0,0904

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
95	Среднее течение р. Колымы ($N_н$ = 105)	$p_{об} \le 25$	4,50	3,42	2,33	1,46	1,10	0,828	0,582	0,362	0,198	0,124	0,0771
		$25 < p_{об} \le 50$	3,43	2,75	1,86	1,20	0,931	0,722	0,512	0,339	0,197	0,128	0,0765
		$50 < p_{об} \le 75$	2,88	2,27	1,58	1,11	0,901	0,723	0,529	0,347	0,198	0,130	0,0759
		$p_{об} > 75$	2,39	1,90	1,46	1,08	0,928	0,768	0,565	0,353	0,199	0,133	0,0754
96	Верховье р. Колымы ($N_н$ = 136)	$p_{об} \le 25$	6,10	4,33	2,68	1,63	1,22	0,911	0,631	0,383	0,204	0,123	0,0748
		$25 < p_{об} \le 50$	4,03	3,18	2,12	1,33	1,01	0,778	0,556	0,350	0,194	0,124	0,0765
		$50 < p_{об} \le 75$	3,60	2,70	1,78	1,19	0,970	0,766	0,566	0,365	0,198	0,132	0,0788
		$p_{об} > 75$	3,15	2,35	1,74	1,28	1,07	0,853	0,599	0,386	0,200	0,136	0,0812
97	Южные склоны Охотско-Колымского нагорья ($N_н$ = 92)	$p_{об} \le 25$	4,83	3,78	2,33	1,44	1,09	0,834	0,595	0,378	0,213	0,135	0,0823
		$25 < p_{об} \le 50$	3,33	2,70	1,84	1,22	0,950	0,741	0,540	0,356	0,208	0,131	0,0800
		$50 < p_{об} \le 75$	2,68	2,17	1,53	1,08	0,853	0,670	0,515	0,359	0,204	0,138	0,0765
		$p_{об} > 75$	2,65	2,00	1,43	1,04	0,851	0,679	0,526	0,342	0,219	0,142	0,0806
98	Побережье Охотского моря ($N_н$ = 92)	$p_{об} \le 25$	1,97	1,63	1,17	0,813	0,661	0,539	0,419	0,297	0,194	0,137	0,0846
		$25 < p_{об} \le 50$	1,67	1,38	1,08	0,813	0,695	0,574	0,456	0,328	0,201	0,133	0,0846
		$50 < p_{об} \le 75$	1,59	1,31	1,04	0,805	0,678	0,570	0,464	0,333	0,194	0,133	0,0805
		$p_{об} > 75$	1,63	1,42	1,10	0,834	0,714	0,596	0,488	0,335	0,201	0,133	0,0748
99	Бассейн р. Анадырь, Чукотский полуостров	$p_{об} \le 25$	1,93	1,67	1,22	0,863	0,695	0,563	0,433	0,303	0,190	0,126	0,0812
		$25 < p_{об} \le 50$	1,73	1,43	1,12	0,792	0,650	0,530	0,416	0,290	0,182	0,122	0,0777
		$50 < p_{об} \le 75$	1,65	1,33	0,992	0,788	0,723	0,618	0,480	0336	0,184	0,131	0,0815
		$p_{об} > 75$	1,47	1,30	1,09	0,821	0,648	0,564	0,416	0,303	0,181	0,130	0,0725
Камчатское УГМС													
100	Юго-Восточное побережье полуострова Камчатки ($N_н$=79)	$p_{об} \le 25$	1,03	0,917	0,708	0,550	0,461	0,398	0,328	0,250	0,184	0,125	0,0707
		$25 < p_{об} \le 50$	0,933	0,860	0,725	0,583	0,500	0,435	0,361	0,278	0,191	0,125	0,0730
		$50 < p_{об} \le 75$	1,033	0,935	0,824	0,688	0,600	0,527	0,441	0,321	0,192	0,135	0,0777
		$p_{об} > 75$	1,063	0,980	0,842	0,721	0,656	0,569	0,475	0,348	0,191	0,129	0,0754

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
101	Бассейн р. Камчатки ($N_н$ = 35)	$p_{об} \le 25$	1,80	1,64	1,32	0,973	0,778	0,630	0,471	0,328	0,190	0,119	0,0719
		$25 < p_{об} \le 50$	1,67	1,52	0,122	0,896	0,731	0,593	0,450	0,317	0,193	0,130	0,0696
		$50 < p_{об} \le 75$	1,15	1,14	0,967	0,829	0,717	0,620	0,173	0,318	0,170	0,130	0,0722
		$p_{об} > 75$	0,836	0,860	0,803	0,692	0,631	0,551	0,449	0,302	0,165	0,132	0,0762
102	Юго-Западное побережье полуострова Камчатки ($N_н$ = 53)	$p_{об} \le 25$	1,90	1,40	1,07	0,809	0,639	0,559	0,451	0,325	0,190	0,124	0,0736
		$25 < p_{об} \le 50$	1,66	1,38	1,08	0,817	0,700	0,583	0,431	0,351	0,190	0,126	0,0800
		$50 < p_{об} \le 75$	1,64	1,48	1,25	0,917	0,817	0,736	0,573	0,400	0,214	0,134	0,0777
		$p_{об} > 75$	1,19	1,08	0,984	0,884	0,823	0,662	0,610	0,394	0,197	0,125	0,0817
Сахалинское УГМС													
103	Район г. Александровска ($N_н$ = 35)	$p_{об} \le 25$	2,80	2,07	1,44	0,992	0,797	0,639	0,483	0,336	0,210	0,130	0,0754
		$25 < p_{об} \le 50$	2,37	1,77	1,33	0,973	0,806	0,661	0,511	0,347	0,211	0,125	0,0730
		$50 < p_{об} \le 75$	2,10	1,62	1,21	0,930	0,787	0,642	0,525	0,360	0,202	0,137	0,0771
		$p_{об} > 75$	1,77	1,38	1,15	0,972	0,803	0,664	0,549	0,401	0,214	0,134	0,0812
104	Тымь-Поронайская низменность ($N_н$ = 39)	$p_{об} \le 25$	4,20	3,03	2,12	1,46	1,16	0,917	0,669	0,411	0,216	0,128	0,0783
		$25 < p_{об} \le 50$	3,02	2,25	1,64	1,16	0,945	0,759	0,586	0,394	0,227	0,139	0,0858
		$50 < p_{об} \le 75$	2,08	1,78	1032	0,967	0,803	0,648	0,519	0,349	0,223	0,130	0,0800
		$p_{об} > 75$	1,63	1,43	1,10	0,892	0,784	0,659	0,519	0,345	0,204	0,128	0,0713
105	Восточное побережье о. Сахалина – южнее 50° с.ш. ($N_н$ = 84)	$p_{об} \le 25$	2,37	1,92	1,38	0,963	0,786	0,637	0,494	0,354	0,219	0,134	0,0730
		$25 < p_{об} \le 50$	2,70	2,08	1,46	1,03	0,839	0,685	0,533	0,378	0,214	0,128	0,0771
		$50 < p_{об} \le 75$	2,48	1,95	1,42	1,00	0,814	0,677	0,533	0,361	0,208	0,127	0,0725
		$p_{об} > 75$	2,25	1,87	1,39	1,00	0,820	0,673	0,530	0,372	0,209	0,128	0,0707
106	Западное побережье о. Сахалина – южнее 50° с.ш. ($N_н$ = 35)	$p_{об} \le 25$	3,33	2,80	1,90	1,25	0,981	0,784	0,580	0,383	0,229	0,135	0,0742
		$25 < p_{об} \le 50$	3,33	2,55	1,80	1,23	0,931	0,778	0,580	0,383	0,218	0,127	0,0730
		$50 < p_{об} \le 75$	3,02	2,37	1,69	1,18	1,00	0,788	0,582	0,378	0,206	0,120	0,0719
		$p_{об} > 75$	2,52	2,00	1,47	1,16	0,915	0,740	0,544	0,374	0,178	0,119	0,0684
107	Район Курильских островов ($N_н$ = 52)	$p_{об} \le 25$	2,57	2,02	1,52	1,13	0,945	0,778	0,602	0,411	0,232	0,139	0,0788
		$25 < p_{об} \le 50$	2,27	1,78	1,38	1,04	0,889	0,741	0,589	0,411	0,238	0,141	0,0800
		$50 < p_{об} \le 75$	2,06	1,64	1,28	1,02	0,887	0,784	0,594	0,416	0,239	0,142	0,0783
		$p_{об} > 75$	1,85	1,44	1,16	0,942	0,809	0,686	0,552	0,409	0,239	0,125	0,0730

Средние интенсивности дождя 20-минутной продолжительности q_{20} (л/с·га) с разными периодами превышения и показатели степени в формуле $q = q_{20}(20/t)^n$, а также среднее количество осадков за теплый сезон H_1, среднесуточные слои осадков $\overline{H}$, коэффициенты вариации C_v и асимметрии C_s

Город	№ террит. района	Показатель степени n при повторяемости p, лет				Интенсивность дождя q_{20} с периодом превышения p, лет					Параметры формулы (2.39)				Параметры формулы (1.7)		
		3,6	3,6–1,4	1,4–0,7	0,7	10	2	1	0,5	1/3	H_2, мм	m_2	β	H_1, мм	$\overline{H}$, мм	C_v	C_s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Мурманск	1	0,67	0,57	0,39	0,35	77,7	45,5	24,4	14,0	12,1	362	101	0,75	20	24,1	0,35	0,9
Хибины	2	0,65	0,55	0,33	0,28	101	53,2	29,2	17,3	14,4	411	94	0,75	23	27,2	0,33	0,9
Кандалакша	3	0,62	0,35	0,41	0,37	81,7	52,5	22,6	13,6	10,9	364	140	0,65	19	23,7	0,39	1,3
Петрозаводск	4	0,71	0,67	0,48	0,34	161	78,5	43,6	17,0	14,4	460	123	0,75	26	34,4	0,48	2,2
Архангельск	6	0,7	0,74	0,68	0,44	145	94,8	57,5	24,1	19,9	384	107	0,75	23	29,7	0,45	1,5
Череповец	7	0,71	0,71	0,70	0,47	150	92,1	78,3	33,2	26,0	489	125	0,75	27	32,5	0,33	1,2
Вологда	7	0,71	0,71	0,70	0,47	150	86,5	72,5	31,7	28,5	448	130	0,75	25	31,3	0,4	2,5
Сыктывкар	7	0,72	0,73	0,67	0,48	123	79,2	57,5	29,5	26,7	445	158	0,65	23	28,5	0,32	1,8
Ухта (Печоры)	9	0,7	0,66	0,56	0,36	136	90,6	43,7	18,7	15,3	425	85	0,55	23	28,8	0,43	1,4
Выборг	10	0,7	0,73	0,69	0,58	189	110	76,7	43,7	32,0	488	169	0,65	26	34,0	0,49	2,1
С.-Петербург	10	0,7	0,73	0,69	0,58	162	99,8	7,8	46,4	34,5	434	180	0,65	24	30,4	0,43	1,7
Псков	11	0,73	0,75	0,71	0,59	190	141	93,9	50,6	39,4	44,6	91	0,75	31	36,8	0,37	0,8
Новгород	11	0,73	0,75	0,71	0,59	166	123	81,8	46,2	36,3	470	153	0,65	27	32,8	0,41	1,2
Волхов	12	0,7	0,71	0,69	0,60	143	102	91,0	40,9	34,0	486	176	0,65	24	29,9	0,4	1,3
Великие Луки	13	0,7	0,7	0,68	0,6	196	115	78,3	47,7	38,6	446	142	0,65	27	32,9	0,38	1,2
Тверь	14	0,7	0,69	0,7	0,57	161	98	82,4	47,9	41,0	469	153	0,65	27	32,1	0,37	1,6
Смоленск	15	0,7	0,68	0,7	0,66	177	122	93,0	65,6	56,6	476	213	0,55	28	35,1	0,42	1,9
Ярославль	16	0,71	0,71	0,68	0,57	166	103	74,2	42,8	36,7	433	129	0,65	28	33,6	0,38	1,5
Москва	17	0,69	0,72	0,74	0,66	169	110	91,0	59,0	53,8	468	152	0,65	27	33,2	0,37	2,3
Тула	18	0,74	0,76	0,73	0,63	174	116	85,0	53,4	45,4	415	135	0,65	26	31,2	0,37	1,4
Калуга	18	0,74	0,76	0,73	0,63	234	145	105	66,7	58,7	467	196	0,55	32	40,3	0,43	2,2
Владимир	19	0,73	0,74	0,71	0,67	189	119	96,3	60,3	51,9	431	128	0,65	28	34,0	0,39	1,7
Рязань	19	0,73	0,74	0,71	0,67	192	119	89,4	49,1	40,9	362	157	0,55	26	32,9	0,46	1,5
Брянск	28	0,74	0,79	0,76	0,74	194	139	109	86,7	75,4	462	135	0,65	29	34,7	0,36	1,8
Орел	28	0,74	0,79	0,76	0,74	232	130	98,0	71,6	60,3	434	198	0,55	26	35,9	0,59	3,0
Курск	29	0,65	0,72	0,74	0,68	244	144	106	72	61,7	438	174	0,55	27	39,6	0,66	4,0
Белгород	29	0,65	0,72	0,74	0,68	200	136	109	72	61,7	377	149	0,55	28	35,4	0,46	2,2
Новый Оскол	29	0,65	0,72	0,74	0,68	167	132	109	68,6	54,9	340	71	0,75	28	31,7	0,34	0,5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Тамбов	30	0,71	0,76	0,73	0,66	159	124	92,7	56,1	48,4	380	84	0,75	28	32,8	0,33	1,1
Липецк	30	0,71	0,76	0,73	0,66	169	116	82,6	51,0	43,4	382	194	0,55	25	32,3	0,47	2,6
Воронеж	31	0,7	0,7	0,69	0,64	176	114	83,8	54,0	43,3	391	176	0,55	24	33,3	0,66	3,2
Кострома	20	0,69	0,73	0,72	0,63	176	105	82,5	49,4	39,5	446	229	0,55	25	30,5	0,39	2,0
Горький	21	0,66	0,72	0,73	0,70	131	108	86,8	53,1	49,0	417	144	0,65	25	30,3	0,40	1,6
Йошкар-Ола	21	0,66	0,72	0,73	0,70	125	101	83,3	63,4	61,2	407	198	0,55	24	30,2	0,43	4,0
Чебоксары	21	0,66	0,72	0,73	0,79	151	108	79,8	49,0	39,8	421	193	0,55	23	31,3	0,55	2,2
Вятка	23	0,71	0,73	0,66	0,55	189	115	72,8	40,7	32,1	435	203	0,55	25	32,7	0,47	2,1
Саранск	22	0,69	0,76	0,76	0,63	221	111	87,6	48,8	41,5	378	171	0,55	26	36,6	0,62	3,6
Казань	34	0,72	0,74	0,67	0,55	174	95,7	64,6	30,6	27,2	352	195	0,55	23	30,7	0,54	3,6
Самара	35	0,71	0,74	0,74	0,62	160	95,5	72,2	37,8	26,3	339	198	0,55	22	28,1	0,49	2,1
Пенза	32	0,72	0,74	0,73	0,58	171	110	79,1	40,1	34,4	394	172	0,55	27	36,2	0,51	2,5
Оренбург	37	0,73	0,74	0,65	0,34	136	83,2	52,8	16,1	13,8	264	102	0,65	20	25,1	0,44	1,4
Саратов	33	0,71	0,73	0,69	0,49	172	105	75,8	25,0	20,6	295	92,0	0,65	24	30,2	0,44	1,5
Волгоград	39	0,67	0,73	0,61	0,33	152	96,9	96,9	22,4	17,9	234	79	0,65	21	26,1	0,43	1,4
Ростов-на-Дону	40	0,67	0,68	0,72	0,56	227	127	99,2	53,7	41,5	341	105	0,55	32	41,0	0,49	1,5
Астрахань	41	0,69	0,60	0,58	0,46	164	67,6	49,0	25,5	18,6	118	62,0	0,45	18	26,7	0,68	2,4
Краснодар	42	0,64	0,66	0,67	0,59	234	144	108	62,8	51,9	396	218	0,45	31	41,1	0,50	2,2
Ставрополь	44	0,60	0,55	0,60	0,54	168	123	88,4	56,7	50,1	488	121	0,65	33	40,6	0,38	1,9
Новороссийск	45	0,53	0,62	0,72	0,64	237	135	115	55,9	41,9	383	151	0,45	37	51,7	0,60	2,0
Железноводск	49	0,58	0,61	0,64	0,57	264	165	120	75,6	59,6	507	104	0,65	38	47,9	0,44	1,4
Ессентуки	49	0,58	0,61	0,64	0,57	208	138	104	67,5	56,7	459	87	0,75	33	39,6	0,37	1,2
Кисловодск	49	0,58	0,61	0,64	0,57	236	171	142	105,0	97,2	526	68	0,75	45	50,8	0,25	1,7
Сочи	46	0,55	0,62	0,60	0,60	300	193	143	110,0	94,6	793	93	0,65	64	78,3	0,38	1,6
Владикавказ	50	0,63	0,65	0,67	0,59	301	171	132	89,6	77,2	727	133	0,65	46	56,6	0,38	1,6
Нальчик	50	0,63	0,65	0,67	0,59	235	150	118	77,2	62,3	518	76	0,75	41	49,2	0,38	1,2
Пермь	24	0,70	0,78	0,76	0,54	160	111,0	78,0	34,8	31,2	477	248	0,55	24	30,6	0,45	2,4
Красноуфимск	25	0,75	0,70	0,74	0,60	187	99,8	70,0	41,0	32,4	42	142	0,65	26	31,0	0,39	1,0
Уфа	26	0,72	0,73	0,74	0,63	141	84,0	62,2	36,8	29,4	420	271	0,55	21	26,5	0,43	1,4
Златоуст	27	0,71	0,75	0,74	0,56	162	110,0	86,2	41,6	33,3	553	266	0,55	28	34,0	0,41	1,3
Свердловск	54	0,72	0,70	0,69	0,55	203	111,0	77,2	38,8	27,2	448	117	0,75	27	31,2	0,37	1,2
Курган	56	0,69	0,68	0,66	0,46	140	84,8	51,5	21,6	16,2	301	140	0,55	18	25,8	0,53	2,2
Челябинск	57	0,75	0,69	0,56	0,39	141	83,7	60,1	32,6	29,6	357	109	0,65	26	31,1	0,37	2,6
Магнитогорск	57	0,75	0,69	0,56	0,39	163	75,6	48,5	23,7	22,2	322	296	0,45	21	31,1	0,76	6,0

Окончание прил. 5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Салехард	58	0,76	0,63	0,53	0,44	150	59,4	30,6	15,8	12,4	403	258	0,45	20	27,3	0,53	1,9
Сургут	59	0,73	0,71	0,65	0,48	149	80,3	50,0	25,1	21,2	467	131	0,75	25	29,7	0,35	1,1
Тюмень	60	0,69	0,70	0,75	0,69	156	108	84,2	52,4	40,8	365	255	0,45	26	33,8	0,51	1,7
Омск	61	0,69	0,74	0,75	0,65	159	95,2	63,4	34,9	34,9	318	104	0,65	20	26,3	0,58	2,4
Томск	62	0,69	0,74	0,72	053	166	112,0	75,4	42,9	36,2	422	139	0,65	24	31,3	0,48	2,4
Новосибирск	63	0,67	0,69	0,73	0,46	182	102	74,1	30,1	26,6	372	176	0,55	22	29,3	0,53	3,2
Барнаул	63	0,67	0,69	0,73	0,46	170	94,5	70,8	28,3	24,8	366	164	0,55	21	27,7	0,49	2,3
Бийск	64	0,73	0,76	0,55	0,37	190	92,5	51,4	20,1	17,0	407	115	0,75	24	28,5	0,35	1,4
Норильск	65	0,75	0,72	0,74	0,39	158	75,6	54,2	17,9	14,9	238	154	0,55	17	24,4	0,62	2,9
Енисейск	65	0,75	0,72	0,74	0,39	136	78,8	63,8	23,8	20,9	385	177	0,65	20	24,8	0,36	1,6
Ачинск	66	0,67	0,72	0,72	0,47	162	96,9	75,4	33,9	29,4	372	176	0,55	22	30,0	0,58	2,5
Красноярск	67	0,73	0,71	0,61	0,46	194	109,0	67,0	26,8	22,3	311	128	0,55	25	34,0	0,54	2,4
Минусинск	69	0,72	0,71	0,71	0,56	143	79,8	61,0	50,4	28,2	306	190	0,55	19	24,6	0,47	2,3
Братск	72	0,64	0,65	0,58	0,49	144	65,4	44,9	27,0	22,3	311	140	0,55	23	32,0	0,61	3,2
Иркутск	71	0,73	0,64	0,64	0,54	148	88,1	66,1	39,6	32,7	402	100	0,65	31	36,4	0,41	1,5
Улан-Удэ	75	0,66	0,67	0,63	0,39	124	70,7	40,7	24,1	19,9	242	217	0,45	19	31,1	0,53	2,2
Баргузин	74	0,71	0,64	0,42	0,31	123	59,2	28,1	17,3	14,4	249	105	0,55	23	29,5	0,47	2,3
Чита	76	0,66	0,70	0,66	0,50	133	85,8	68,0	40,9	-	347	98	0,65	27	32,8	0,36	2,1
Якутск	78	0,68	0,66	0,56	0,58	102	62,7	37,7	19,3	14,5	193	113	0,55	17	21,7	0,50	1,6
Верхоянск	79	0,73	0,55	0,51	0,47	75,1	30,9	19,8	12,4	9,7	146	201	0,45	12	16,5	0,53	2,0
Благовещенск	84	0,63	0,69	0,71	0,66	196	132	108,0	79,1	66,3	528	150	0,55	39	49,4	0,44	2,2
Николаевск-на-Амуре	86	0,69	0,65	0,63	0,51	143	86,8	65,7	36,7	32,1	447	166	0,55	31	39,8	0,47	2,4
Комсомольск-на-Амуре	86	0,69	0,65	0,63	0,51	186	104,0	78,4	41,3	34,0	484	101	0,65	37	46,3	0,42	1,2
Хабаровск	87	0,61	0,67	0,65	0,60	163	114,0	98,8	66,1	58,8	566	136	0,55	37	47,3	0,46	3,4
Владивосток	93	0,46	0,46	0,48	0,51	210	144,0	108,0	75,5	80,4	710	68,0	0,65	70	90,3	0,47	1,6
Советская Гавань	92	0,51	0,38	0,35	0,28	103,0	63,4	45,1	35,1	30,0	641	129	0,55	52	64,9	0,43	2,2
Анадырь	99	0,50	0,46	0,36	0,42	37,2	20,5	15,5	10,4	9,4	160	102	0,55	15	18,9	0,46	1,6
Петропавловск-Камчатский	100	0,32	0,38	0,28	0,26	80,6	48,2	41,8	32,0	27,8	754	170	0,55	52	69,7	0,55	2,5
Александровск-Сахалинск	103	0,54	0,46	0,42	0,34	87,2	54,1	37,8	26,2	20,5	496	194	0,55	31	39,2	0,43	1,4
Южно-Сахалинск	105	0,50	0,50	0,49	0,47	105,0	75,9	57,4	42,4	41,1	593	117	0,65	41	50,6	0,40	1,3

Приложение 6

Модули расходов K (м³/с) и скоростей W (м/с) лотков проезжей части улиц шириной b при заполнении h лотка у борта для асфальтированных и бетонных покрытий (n = 0,017)

h, м	Ширина улицы b, м							
	3,5		6		9		12	
	K	W	K	W	K	W	K	W
0,05	0,16	3,9	0,16	3,9	0,16	3,9	0,16	3,9
0,06	0,47	5,2	0,47	5,2	0,47	5,2	0,47	5,2
0,08	1,1	6,94	1,28	7,8	1,03	6,4	1,03	6,4
0,1	2	8,78	1,98	9,4	1,98	7,9	1,86	7,45
0,12	3,3	11	3,02	11,2	3,4	10	3,04	8,45
0,15	5,35	13,3	5,05	14	5,95	12,5	6,05	11,2

Приложение 7

Модули пропускной способности расхода K, м³/с, и модули скорости W, м/с, течения в круглых трубах при полном их заполнении (при коэффициенте шероховатости n = 0,014)

D, мм	200	250	300	400	450	500	600	700	800	900
W, м/с	9,8	11,37	12,85	15,55	16,85	18,06	20,39	22,6	24,68	26,72
K, м³/с	0,36	0,56	0,91	1,95	2,68	3,55	5,76	8,7	12,41	17
D, мм	1000	1200	1400	1500	1600	1800	2000	2200		
W, м/с	28,57	32,33	35,79	37,58	39,13	42,27	45,3	48,3		
K, м³/с	22,44	36,56	55,09	66,41	78,65	107,49	142,37	183,49		
D, мм	2400	2500	2600	2800	3000					
W, м/с	51,15	52,4	53,72	56,48	59,08					
K, м³/с	231,3	256,7	285,2	347,78	417,8					

Приложение 8

Максимальная интенсивность снеготаяния

Город	Интенсивность снеготаяния, мм/ч
Санкт-Петербург	3,8
Череповец	4,2
Москва	4,2
Старый Оскол	3,6
Харьков	3,2
Липецк	4,0
Кривой Рог	2,8
Днепропетровск	2,8
Запорожье	2,8
Мариуполь	2,8
Донецк	2,8
Одесса	2,8
Кишинев	2,8
Орск	5,0
Екатеринбург	4,8
Челябинск	4,8
Магнитогорск	4,8
Нижний Тагил	4,8

Приложение 9

Средняя продолжительность (сут) периодов без дождя

Пункты	Периоды без дождя (сут) при количестве осадков	
	0,1 мм	5 мм
Санкт-Петербург	2,9	8,8
Москва	3	8,6
Курск	3,3	10,4
Днепропетровск	4,7	13,0
Донецк	4,7	12,8
Караганда	5,2	15,1
Пермь	2,9	8,9
Каменец-Подольский	3,4	9,7

Приложение 10

Распределение удельных загрязнений по территории металлургического завода с полным металлургическим циклом

Производство	Удельное количество выпавшей пыли, г/м²·сут	
	Пределы изменений	Среднее значение
Коксохимическое	2,5 – 35,0	10,4
Агломерационное	2,5 – 71,0	22,9
Доменное	1,6 – 21,3	6,6
Конвертерное	0,7 – 14,6	5,9
Мартеновское	0,3 – 60,0	2,8
Электросталеплавильное	0,2 – 21,4	4,0
Прокатное	0,02 – 6,1	1,7
Шлакоперерабатывающее	3,5 – 13,7	9,6
Ферросплавное	3,6 – 4,3	3,9
Прочие	0,4 – 6,7	1,6

Приложение 11

Состав примесей дождевых вод (данные Федерации по контролю загрязнения вод, США)

Показатели	Концентрация примесей в дождевом стоке, мг/л						Удельные загрязнения, вносимые дождем, г/с·га	
	г. Мюнхен (ФРГ)		г. Вашингтон (США)					
	Пределы	Средние	Пределы	Средние			Пределы	Средние
$БПК_5$	6 – 609	40	3 – 90	19			0 – 6,1	1,20
ХПК	26 – 662	125	29 –1514	335			0,14 – 154	13,30
Сухой остаток	484 – 6374	1390	338 – 14600	2166			0 – 4820	233,00
В том числе потери при прокаливании	–	–	12 – 1004	302			0 – 382	16,7
Взвешенные вещества	165 – 15332	735	130 – 11280	1697			0 – 4300	205
В том числе потери при прокаливании	–	–	0 – 880	145			0 – 330	11,6
Легко оседающие взвеси	–	–	0 – 7640	687			0 – 2930	7,1
Общий азот	1,1 – 6,2	2,1	0,2 – 4,5	1,3			0 – 1,07	0,063
pH	–	–	6 – 7,2	6,5			–	–
Всего бактерий, тыс./м³	–	–	1,2 – 32	6,0			–	–
В том числе кали	2,4 – 99,1	4,5	0,4 – 13	3,1			–	–

Приложение 12

Гранулометрический состав твердой фазы стока (ВНИИВО)

Размер частиц, мм	Содержание фракции, %		
	максимальное	минимальное	среднее
Более 0,1	3	0,3	1,1
0,1 – 0,05	57,9	3,0	10,1
0,05 – 0,01	61,6	16,0	28,9
0,01 – 0,005	22,0	8,2	16,9
Менее 0,005	66,1	4,6	44,1

Гравитационное осаждение взвешенных веществ (ВНИИВО)

Время отстаивания, ч	Эффект осветления, %		
	максимальный	минимальный	средний
1	65	15	45
2	76	30	53
3	78	40	60
6	80	60	68
12	80	70	78
24	90	80	85

Приложение 13

Физико-химический состав поверхностного стока с территорий угольных шахт

Показатели	Подмосковный бассейн		Кузнецкий бассейн		Челябинский бассейн	
	Дождевой	Талый	Дождевой	Талый	Дождевой	Талый
pH	2,9–8,9	2,8–8,9	6,5–7,5	6,5–7,5	7,5–8,1	7,3–8,8
Жесткость общая, мг-экв /л	2,2–50,7	–	1,8–5,4	–	4–10	0,7–8,3
Взвешенные вещества, мг/л	21–6300	21–6300	289–2200	6–45350	1160–1920	138–10350
Сухой остаток, мг/л	62–7800		231–750	10–310	230–476	66–992
ХПК отстоянной воды, мг/л	8–118	–	–	–	8–20	40–200
$БПК_{20}$, мг/л	19–29	–	–	–	–	–
Нефтепродукты, мг/л	0,1–6	–	0,5–1,4	0,8–4,0	0–12	75
Фенолы, мг/л	–	–	0,001–0,004	0–0,01	–	–
Азот аммонийный, мг/л	0,02–11	–	–	–	–	–
Фосфор, мг/л	0,01–0,5	–	–	–	–	–
Сульфаты, мг/л	18–3079	–	86–161	36–137	89–240	45–424
Хлориды, мг/л	2–239	–	21–36	21–49	38–52	10–60

Приложение 14

Ожидаемый химический состав дождевого стока с территории основных металлургических производств

Производство	Значение показателей	Взвешенные вещества, мг/л	pH	Щелочность, мг-экв/л		Жесткость мг-экв/л	Ca^{2+}, мг-экв/л	Cl^-, мг/л	SO_4^{2-}, мг/л	Сухой остаток, мг/л	Эфирорастворимые, мг/л	Фенолы мг/л	БПК, мг O_2/л	Окисляемость, мг O_2/л
				ф-ф**	общая									
Коксохимическое	мин.	3960	6,1	0	0,7	2,9	1,4	32,1	26	229	–	–	–	–
	макс.	20722	8,0	0,08	2,5	7,8	2,7	333	800	2586	–	–	–	–
	среднее	8000	7,7	0,04	1,6	4,8	2,1	106	209	800	16*	0,16*	–	56,0
Агломерационное	мин.	1250	7,8	0	0,7	2,4	2,4	6,5	47	133	11,0	–	–	6,2
	макс.	9300	9,5	0,5	1,6	6,7	5,2	55	245	624	14,5	–	–	51,3
	среднее	2718	8,3	0,5	1,4	4,9	2,7	25,5	120	513	12,8	–	4,3*	28,8
Доменное	мин.	455	7,5	0	0,8	2,0	1,7	18,5	86,6	206	10,5	–	–	5,4
	макс.	13300	10,4	0,3	7,1	9,8	7,4	160	895	2930	34,2	–	–	102,7
	среднее	3451	8,3	0,2	1,1	3,4	2,3	30,0	100,7	655	27,1	–	3,4*	24,4
Конвертерное	мин.	3200	8,4	0,1	0,9	–	1,3	3,0	18	–	–	–	–	–
	макс.	3230	9,3	0,8	1,3	–	1,8	21,0	47,9	–	–	–	–	–
	среднее	3215	8,9	0,5	1,1	2,1*	1,6	12,0	33	172*	17,7*	–	4,8*	8,6*
Мартеновское	мин.	1236	7,7	0,2	0,9	2,5	1,3	19,7	24	78	26,7	–	–	0,2
	макс.	3000	10,1	0,6	1,1	4,5	3,3	50	187	629	29,0	–	–	83,5
	среднее	2629	8,8	0,3	1,0	4,0	1,7	26,4	128,7	296	27,9	–	–	4,9
Прокатное	мин.	837	7,4	–	0,69	1,3	0,8	4,6	56	106	14,8	–	–	7,6
	макс.	2990	9,0	–	1,6	5,4	3,6	40,8	167	672	32,5	–	–	106,0
	среднее	1612	7,9	0,1*	1,1	2,6	1,4	11,5	96,5	309	121	–	4,5*	46,0
В целом по предприятию	мин.		7,9	0,0	0,6	1,0	0,7	12,4	25	94	–	–	–	–
	макс.		9,1	0,2	1,0	2,05	2,0	28,4	35	138	–	–	–	–
	среднее	табл. 2.4	9,0	0,1	0,8	1,5	1,0	18,0	28	105	–	–	–	–
То же, без ККП и аглофабрики	мин.		9,1	0,1	0,5	0,7	0,5	10,5	22,0	69	–	–	–	–
	макс.		9,6	0,5	1,0	1,3	1,2	11,0	35,0	96	–	–	–	–
	среднее	табл. 2.4	9,6	0,3	0,6	0,9	0,6	10,6	33,0	89	–	–	–	–

*Данные приняты по одному из заводов.
**При титровании с фенолфталеином.

Приложение 15

Ожидаемый химический состав талого стока с территории основных металлургических производств

Производство	Значение показателей	Содержание загрязнений													
		pH	Взвешенные вещества, мг/л	Щелочность, мг-экв/л		Жесткость, мг-экв/л	Ca^{2+}, мг-экв/л	Cl^-, мг-экв/л	SO_4^{2-}, мг/л	Сухой остаток, мг/л	Эфирорастворимые, мг/л	Фенолы, мг/л	БПК$_5$, мг O_2/л	Окисляемость, мг O_2/л	ХПК, мг O_2/л
				ф-ф**	общая										
Коксохимическое	мин.	8,5	3444	–	1,4	2,1	–	5,5	31	444	10,1	0,007	–	–	–
	макс.	10,5	11653	–	2,4	9,2	–	27,8	221	528	68,0	0,029	–	–	–
	среднее	9,7	3591	0,9*	2,4	5,5	4,4*	12,4	171	486	57,7	0,018	–	99*	–
Агломерационное	мин.	9,5	7858	–	1,3	2,9	–	6,0	87	–	12,9	0	0,9	–	–
	макс.	11,2	78000	–	1,5	3,7	–	14,6	122	–	27,5	0,088	5,9	–	–
	среднее	10,0		0,4*	1,4	3,3	2,9*	10,3	105	335*	125,0	0,044	3,4	77*	–
Доменное	мин.	8,4	3705	–	1,2	2,3	–	4,5	56	501	6,0	0	–	–	–
	макс.	10,7	9866	–	2,4	8,6	–	24,6	198	502	68,0	0,008	–	–	–
	среднее	9,7	5010	0,7*	1,7	4,1	3,6*	14,8	151	502	29,5	0,004	0,7	141*	1,6*
Мартеновское	мин.	9,3	5155	0,2	1,5	3,0	–	7,5	59	246	6,4	–	0,9	–	–
	макс.	11,2	30394	0,5	1,8	5,8	–	47,8	96	501	54	–	14,8	–	–
	среднее	9,9	10272	0,4	1,8	3,6	2,8*	12,0	62	374	44,0	0	7,9	98*	1,7*
Прокатное	мин.	8,8	481	0,12	0,7	1,1	0,8	8,2	31,3	85	3,6	–	0,24	16	–
	макс.	9,9	4068	0,3	2,2	2,4	1,3	18,5	80	256	144	–	2,6	98	–
	среднее	9,8	1521	0,2	1,1	1,8	1,1	10,3	34	181	45	0,4	1,42	57	1,4*

*Значения приняты по данным для одного из заводов.
**При титровании с фенолфталеином.

Приложение 16

Характеристики поверхностного стока нефтеперерабатывающего завода

Показатели	Сток	
	дождевой	талый
Взвешенные вещества, мг/л	260–3730	310–3800
Нефтепродукты, мг/л	10–50	35–1280
ХПК, мг/л	250–1000	220–910
БПК$_{полн}$, мг/л	30–240	38–260
Общее солесодержание, мг/л	300–640	320–740
Хлориды, мг/л	15–75	19–90
Сульфаты, мг/л	50–460	110–375

Приложение 17

Зависимость между диаметром и гидравлической крупностью частиц

d, мм	w_0, мм/с	d, мм	w_0, мм/с	d, мм	w_0, мм/с
0,01	0,07	0,50	54,0	2,00	152,9
0,03	0,62	0,60	64,8	2,50	176,5
0,05	1,73	0,70	73,2	3,00	192,5
0,10	6,92	0,80	80,7	3,50	208,5
0,15	15,6	0,90	87,5	4,00	222,5
0,20	21,6	1,00	94,4	4,50	236,5
0,30	32,4	1,50	125,6	5,00	249,5
0,40	43,2				

Приложение 18

Остаточное содержание взвешенных веществ, соответствующее заданной гидравлической крупности при отстаивании поверхностных сточных вод с территории различных металлургических производств

Гидравлическая крупность, мм/с	Остаточное содержание взвешенных веществ, мг/л									
	Коксохимическое производство	Аглофабрика	Доменное производство	Мартеновское производство	Электросталеплавильное производство	Конвертерное производство	Прокатное производство	Шлакопереработка	Весь завод в целом	Завод аглофабрики
	8000*	9300*	5600*	3000*	6600*	3200*	1650*	900*	4000*	3300*
0,53	400	450	290	300	640	1000	200	–	340	430
0,27	300	340	180	200	450	560	135	90	250	300
0,18	240	270	150	150	330	340	100	80	210	220
0,09	180	180	100	100	220	220	65	70	200	150
0,045	130	130	70	70	150	125	40	50	120	100
0,022	90	90	50	40	100	65	25	30	90	70
0,011	70	70	35	30	60	40	15	20	65	45

*Исходное содержание взвешенных веществ, мг/л.

Приложение 19

Механическая прочность и химическая стойкость фильтрующих материалов

Фильтрующий материал	Механическая прочность, %		Химическая стойкость, мг/дм³									Автор исследований
			Щелочная среда			Нейтральная среда			Кислая среда			
	Измельчаемость	Истираемость	Плотный остаток	SiO_2	Окисляемость	Плотный остаток	SiO_2	Окисляемость	Плотный остаток	SiO_2	Окисляемость	
Кварцевый песок	1,9–2,6	0,2–0,4	15,4	2,1	2,0	1,2	–	5	5,1	0,6	1,6	Минц Д.М., Шуберт С.А.
Керамзит дробленый	1,8–4,1	0,9–2,3	27–32	5,7–9,0	1,3–5	25–46	13	4,5	11–18	1,8–8	1,7–4,0	Мартенсен В.Н., Аюкаев Р.И.
Вулканические туфы	0,3–3,4	0,1–0,5	15,1–18,6	–	5	2,8–3,4	–	2,4	22,4–36,4	6	4	Гулян А.Т.
Гранодиорит	2,8	0,3	2–53	8–13	0,2–0,6	2,7–50,0	2,6–7,4	0,2–1,1	31–101	0,4–7,5	0,4–2,4	Сошников Е.В.
Горелые породы	5,5	0,8	10	1,4	6	11	2	0,7	35,3–49,6	2	0,96	Фоминых А.М., Артеменок Н.Д.
Доменный шлак	7,7	2,2	3,2	2,9	2,5	0	7,1	10	252	7,5	10	Луцет З.С., Ращук П.А.
Топливный шлак	1,6–2,5	0,1	2,3–10	2,1–2,4	2,4–5,5	6,2–12,0	2,3–2,7	3,5–7,2	4,2–10,8	2,2–3,1	3,9–9,2	Васильев В.А.

Приложение 20

Основные термины и понятия

Аномалия (гр. anomalia – отклонение) – отклонение от нормального или среднего значения каких-то характеристик.

Атмосфера (гр. atmos – пар, sphaera – поверхность шара) – газовая оболочка Земли, связанная с ней силой тяжести и принимающая участие в ее вращении; атмосферный воздух состоит из азота (78,09%), кислорода (20,93%), аргона (0,93%), углекислого газа (0,03%), водорода, гелия и др.

Базисная цена на любую продукцию или ресурсы – цены, сложившиеся в народном хозяйстве на определенный момент времени.

Бассейн водосборный – поверхность, с которой речная система, море или озеро собирают воду.

Безвозвратное водопотребление – потребление воды, при котором часть воды не возвращается в водоисточник (приготовление рабочих растворов, продуктов и т.п.); кроме того, существуют безвозвратные потери воды, связанные с ее утечкой.

Безнапорное движение – движение, характеризующееся наличием свободной поверхности.

Бытовой сток – сумма жидких бытовых отходов, поступающих в окружающую среду.

Вероятность – частота появления события, т.е. количественная оценка возможности появления данного случайного события.

Вещества взвешенные – органические и неорганические частицы, содержащиеся в воде во взвешенном состоянии.

Водопотребление – потребление водных ресурсов вне водных источников; в идеале В. должно быть замкнутым, исключающим загрязнение, засорение и истощение.

Водосбор – часть поверхности суши, с которой поверхностные воды стекают в главный водоем (море, озеро, реку).

Водослив – безнапорное (водосливное) отверстие в гребне стенки, через которое протекает вода.

Водоснабжение замкнутое – технология водопотребления, при которой использованная вода после очистки снова направляется в производство.

Гистограмма – график, на котором по вертикальной оси откладывается частота, а по горизонтальной – сама случайная величина, иначе, график статистической функции распределения плотности вероятности попадания случайной величины в заданный промежуток.

Дисперсия случайной величины – характеристика рассеяния случайной величины около ее центра распределения.

Доквадратичная (переходная) область сопротивления – область движения турбулентного потока, когда сопротивления (потери напора) зависят от шероховатости внутренней поверхности труб (канала) и от чисел Рейнольдса и пропорциональны скорости в степени, изменяющейся от 1,75 до 2.

Загрязнение – привнесение в окружающую среду новых, не характерных для нее физических, химических или биологических веществ, агентов, оказывающих вредное воздействие на человека, флору и фауну; антропогенное З. возникает в результате деятельности людей, в том числе их влияния на природные загрязнения (от извержения вулканов, при самопроизвольном выбросе токсических веществ и др.).

Интенсивность выпадения дождя – слой атмосферных жидких осадков, выпавших на поверхности в единицу времени.

Интенсивность снеготаяния – слой воды, образующийся на поверхности в результате таяния снега в единицу времени.

Квадратичная область сопротивления – область движения турбулентного потока в шероховатых трубах (каналах), когда сопротивления (потери напора) не зависят от чисел Рейнольдса и пропорциональны скорости в квадрате.

Коэффициент асимметрии – сумма кубов отклонения членов ряда от среднего арифметического значения.

Коэффициент вариации – отношение к норме среднего квадратичного отклонения (безразмерная величина), или нормированное среднеквадратичное отклонение случайной величины.

Круговорот веществ – закономерное многократное участие веществ в процессах и явлениях, протекающих в биосфере, атмосфере, гидросфере, литосфере.

Математическое ожидание – центр распределения для непрерывной случайной величины.

Медиана – такое значение числа на оси абсцисс, ордината которого делит площадь, ограниченную кривой распределения плотности вероятностей, на две равные части, что соответствует обеспеченности, равной 50%.

Металлы тяжелые (гр. metallon – шахта, руда) – металлы с большим атомным весом (свинец, цинк, ртуть, медь, никель и др.); в микродозах (микроэлементы) – биологически активны, в больших дозах – яды.

Мода случайной величины – такое ее значение, которому отвечает наибольшая вероятность появления.

Напорное движение – движение, при котором поток со всех боковых сторон ограничен твердыми стенками.

Норма – средняя арифметическая характеристика математического ожидания.

Норма дисконта – приемлемая для инвестора норма дохода на капитал; используется для приведения разновременных результатов и затрат к базисному периоду.

Обеспеченность – вероятность появления случайной величины, равной или больше заданного значения, или вероятность превышения случайной величины.

Оборотное водоснабжение – система повторной подачи отработанной воды на производственные нужды после очистки, охлаждения и обработки.

Окружающая среда – совокупность природной и экономической сред,

определяющих экологические и экономические условия жизни человека при данном уровне развития производительных сил и производственных отношений.

Природная среда – совокупность естественных ресурсов и условий, под воздействием которых сформировались и воспроизводятся флора, фауна и среда обитания человека, обеспечивающая возможность общественной производственной деятельности.

Пьезометрическая линия – линия, которая проходит по горизонтам жидкости в пьезометрах, установленных вдоль оси потока, т.е. возвышается над осью потока на пьезометрическую высоту (напор давления). Падение П.л. по длине потока называется пьезометрическим уклоном.

Радиус асимметрии – расстояние между центром распределения и модой, т.е. характеристика несимметричности кривой распределения.

Равномерное движение – прямолинейное движение, при котором характеристики потока (расход, площадь живого сечения и средняя скорость) не изменяются вдоль потока.

Событие – всякий факт, который может произойти или не произойти.

Срок окупаемости – период, начиная с которого первоначальные вложения и другие затраты, связанные с инвестиционным проектом, покрываются суммарными результатами его осуществления.

Теория вероятности – математическая наука, изучающая количественные закономерности в случайных явлениях при их массовых повторениях.

Уголь активированный – уголь с высокой адсорбирующей способностью; применяется в различных фильтрах.

Центр распределения – среднечисленное значение случайной величины в статистическом ряду.

Эжекция (от фр. éjecter – выбрасывать) – действие, основанное на разряжении, создаваемом струей газа.

Экология (от гр. oikos – дом, жилище) – интегрированная фундаментальная наука о составе, структуре, свойствах, функциональных особенностях и эволюции систем надорганизменного уровня, популяционных экосистем и биосферы (Э. Геккель, 1866).

Экономическая среда – совокупность основных производственных и непроизводственных фондов и природных ресурсов, включенных в состав производительных сил общества.

Эмпирический – опытный, основанный на опыте.

Эффективность инвестиционного проекта – характеризуется системой показателей, отражающих соотношение затрат и результатов применительно к интересам его участников. Различают показатели: коммерческой (финансовой); бюджетной и экономической эффективности. Последние учитывают затраты и результаты, связанные с реализацией проекта, выходящие за пределы прямых финансовых интересов участников инвестиционного проекта и допускающие стоимостное измерение.

Список сокращений и аббревиатур

АКХ – Академия коммунального хозяйства им. К. Д. Памфилова
АЭС – атомная электростанция
БАУ – березовый активный уголь
БПК – биологическая потребность в кислороде
ВДК – временная допустимая концентрация
ВНД – внутренняя норма доходности
ВНИИВО – научно-исследовательский институт по охране вод (г. Харьков, Украина)
ВНИИ ВОДГЕО – научно-исследовательский институт водоснабжения, канализации, гидротехнических сооружений и инженерной гидрогеологии; ныне ГНЦ – Государственный научный центр
ВНИИ Чермет – научно-исследовательский институт черной металлургии (г. Харьков, Украина)
Волг. ГАСА – Волгоградская государственная архитектурно-строительная академия
ГГИ – Государственный гидрологический институт
ГОСТ – Государственный стандарт
ГУП – Государственное унитарное предприятие
ЕТР – европейская территория России
Закон ООПС – закон РФ "Об охране окружающей природной среды"
ИД – индекс доходности
ИЦП – информационный центр погоды
ЛИИЖТ – Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта, ныне ПГУПС – Петербургский государственный университет путей сообщения
ЛИСИ – Ленинградский инженерно-строительный институт, ныне СПбГАСУ – Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет
МАДИ – Московский автомобильно-дорожный институт, ныне МГДУ – Московский государственный автомобильно-дорожный университет
МГМИ – Московский гидромелиоративный институт, ныне МГУП – Московский государственный университет природообустройства
МГМО – Московская гидрометеорологическая обсерватория
МГСУ – Московский государственный строительный университет
МГУ – Московский государственный университет
Н-НГАСУ – Нижне-Новгородский государственный строительный университет
НХК – нефтехимический комбинат
ПАА – полиакриламид

ПАВ – поверхностно-активные вещества
ПДВВ – предельно допустимая концентрация вредных воздействий
ПДС – предельно допустимый сброс
ПДК – предельно допустимая концентрация
ПЭВМ – персональная электронно-вычислительная машина
pH – водородный показатель, который выражается отрицательным десятичным логарифмом концентрации водородных ионов
РФ – Российская Федерация
СанПиН – Санитарные правила и нормы
СНиП – строительные нормы и правила
СОП – служба охраны почв в США
США – Соединенные Штаты Америки
ТСХА – Сельскохозяйственная академия им. К. А. Тимирязева
ТЭС – теплоэлектростанция
ХПК – химическая потребность в кислороде
ЦЧО – центральная черноземная область
ЧДД – чистый дисконтированный доход
ЭВМ – электронно-вычислительная машина

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие....3

Глава 1. Общая характеристика образования поверхностного стока....5
1.1. Круговорот воды в природе....5
1.2. Атмосферные осадки....7
1.3. Характеристика осадков по сезонам года....12
1.4. Интенсивность и продолжительность выпадения осадков, их распределение по площади и во времени....16
1.5. Повторяемость выпадения осадков....27
1.6. Водохозяйственные мероприятия на водосборе....34
1.7. Условия формирования поверхностного стока....36
1.8. Системы сбора и отведения поверхностного стока....38
1.9. Краткая история развития дождевой канализации....41

Глава 2. Формирование дождевых стоков....44
2.1. Процесс формирования расходов в сетях водоотведения....44
2.2. Формирование дождевого стока с помощью изохрон....48
2.3. Определение средней интенсивности выпадения дождей....53
2.4. Расчетные формулы интенсивности выпадения дождей....59
2.5. Коэффициент стока....68
2.6. Распределение осадков по площади....76
2.7. Распределение осадков во времени....80

Глава 3. Сток талых вод....93
3.1. Образование талых вод....93
3.2. Расход и объем стока талых вод....96
3.3. Сток поливомоечных вод....104
3.4. Приток инфильтрационных вод....104

Глава 4. Основные принципы гидравлических расчетов....106
4.1. Основное уравнение движения дождевых стоков....106
4.2. Определение времени концентрации стока....110
4.3. Свободная емкость коллекторов и ее заполнение....113
4.4. Расчет дождевых сетей водоотведения....118
4.5. Минимальные скорости потока в дождевых сетях....123
4.6. Применение ЭВМ для расчета дождевых сетей водоотведения....127
4.7. Оптимизация начертания сети водоотведения....130
4.8. Расчет дождевой сети, работающей под напором....132
4.9. Особенности расчета сетей полураздельной системы водоотведения....134

Глава 5. Отведение воды с крыш....139
5.1. Способы отвода воды с кровель....139

5.2. Расчет притока воды к водостокам....140
5.3. Расчет водосточных систем....143

Глава 6. Отведение воды с автомобильных дорог....148
6.1. Течение воды в кюветах....148
6.2. Дождеприемники....151

Глава 7. Регулирование и перекачка поверхностных вод....161
7.1. Разделительные камеры....161
7.2. Регулирующие емкости....173
7.3. Конструкции регулирующих резервуаров и их местоположение на коллекторе....184
7.4. Оптимальные соотношения объемов регулирующих резервуаров и производительности очистных сооружений....192
7.5. Перекачка поверхностного стока....194

Глава 8. Характеристика поверхностного стока....202
8.1. Содержание примесей в поверхностном стоке....202
8.2. Методика оценки характеристик поверхностного стока....205
8.3. Состав и свойства поверхностных стоков....210
8.3.1. Поверхностный сток с городских территорий....210
8.3.2. Особенности состава поверхностного стока с промышленных площадок....214
8.3.3. Динамика изменения загрязненности поверхностного стока....216
8.4. Условия сброса поверхностных вод в водные объекты....219
8.5. Выбор расчетных дождей....223

Глава 9. Очистка поверхностного стока....233
9.1. Требования к степени очистки поверхностного стока....233
9.2. Схемы очистки поверхностного стока....238
9.3. Основы расчета очистных сооружений....255
9.3.1. Отстойные сооружения....255
9.3.2. Фильтрование....265
9.3.3. Обработка осадков....272
9.4. Технико-экономические показатели различных методов очистки поверхностного стока....273

Глава10. Использование поверхностного стока в системах технического водоснабжения....285
10.1. Возможности применения поверхностного стока в технологических процессах....285
10.2. Требования к качеству поверхностного стока для систем охлаждения....288
10.3. Технологические схемы использования поверхностного стока....295

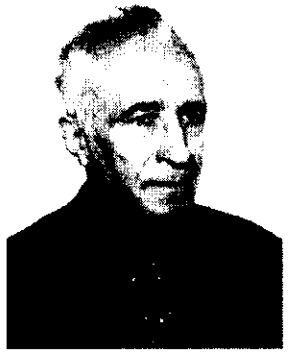
10.4. Экономический эффект от использования поверхностного стока.....
Список литературы.....301
.....308

Приложение 1. Средний и максимальный слой осадков за дождь, средняя из средних и максимальная из максимальных интенсивностей дождей.....311
Приложение 2. Нормированные отклонения от среднего значения ординат логарифмически нормальной кривой распределения при разных значениях обеспеченности и коэффициента асимметрии.....312
Приложение 3. Нормированные отклонения от среднего значения ординат биномиальной кривой обеспеченности.....313
Приложение 4. Ординаты районных кривых редукции средней интенсивности осадков.....314
Приложение 5. Средние интенсивности дождя 20-минутной продолжительности, среднее количество осадков за теплый сезон.....332
Приложение 6. Модули расходов и скоростей лотков проезжей части улиц.....335
Приложение 7. Модули пропускной способности расхода и скорости в круглых трубах.....335
Приложение 8. Максимальная интенсивности снеготаяния.....336
Приложение 9. Средняя продолжительность периодов без дождя.....336
Приложение 10. Распределение удельных загрязнений по территории металлургического завода с полным металлургическим циклом.....336
Приложение 11. Состав примесей дождевых вод.....337
Приложение 12. Гранулометрический состав твердой фазы стока.....338
Приложение 13. Физико-химический состав поверхностного стока с территорий угольных шахт.....338
Приложение 14. Ожидаемый химический состав дождевого стока с территории основных металлургических производств.....339
Приложение 15. Ожидаемый химический состав талого стока с территории основных металлургических производств.....340
Приложение 16. Характеристики поверхностного стока нефтеперерабатывающего завода.....341
Приложение 17. Зависимость между диаметром и гидравлической крупностью частиц.....341
Приложение 18. Остаточное содержание взвешенных веществ при отстаивании поверхностных сточных вод с территории металлургических производств.....342
Приложение 19. Механическая прочность и химическая стойкость фильтрующих материалов.....342
Приложение 20. Основные термины и понятия.....343
Приложение 21. Список сокращений и аббревиатур.....346

Об авторах



Михаил Иванович Алексеев – д-р техн. наук, профессор, заслуженный деятель науки РФ, зав. кафедрой водоотведения и охраны водных ресурсов СПбГАСУ, член-корреспондент Российской академии архитектуры и строительных наук; известный специалист в области систем водоотведения и очистки сточных вод; автор более 250 научных трудов, в том числе 2 учебников, 14 учебных и справочных пособий, 30 патентов и авторских свидетельств на изобретения.



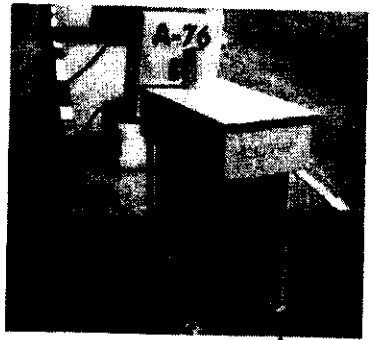
Анатолий Матвеевич Курганов – д-р техн. наук, профессор, академик Петровской академии наук и искусств, действительный член Жилищно-коммунальной академии; известный специалист в области водоснабжения и водоотведения; автор более 300 научных трудов, в том числе 20 учебников, учебных и справочных пособий, 50 изобретений.

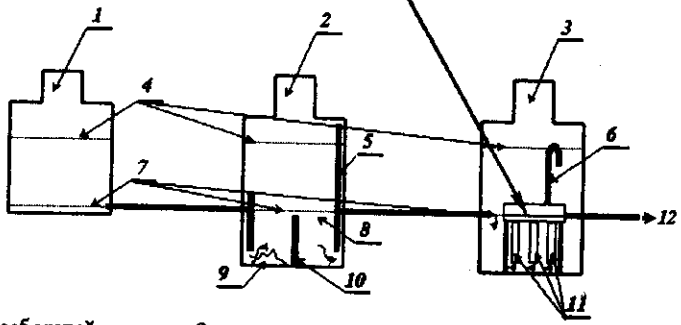
About Authors

Mikhail Ivanovich Alexeev – Doctor of Technical Science, Professor, Honoured Scientist of Russia, Deputy Head of Water and Water Protection Department at StP UACE, correspondent member of the Russian Academy of Architecture and Civil Engineering; a well-known expert in water supply and waste water treatment; the author of more than 250 scientific publications to include 2 student-manuals, 14 reference-books, 30 patented inventions.

Anatoly Matveevich Kurganov – Doctor of Technical Science, Professor, Academician of the Academy of Sciences and Arts, Full member of the Academy of Housing and Municipal Services; a well-known expert in water supply and waste water removal; the author of more than 300 scientific publications inter alia 20 manuals, text-books, 50 inventions.

ЗАО «ЭКОПРОМ» разработан фильтрующий сорбционный модуль (ФСМ) для системы очистки ливнестоков АЗС





1 – ливнесборный колодец; 2 – колодец отстойник; 3 – колодец с фильтром; 4 – максимальный уровень; 5 – гидрозатворная труба; 6 – труба аварийного перелива; 7 – минимальный уровень; 8 – нефтепродуктовая пленка; 9 – осадок; 10 – погружная перегородка; 11 – сменные фильтр-патроны с адсорбентом; 12 – сброс в коллектор

Фильтр системы очистки ливнестоков АЗС обеспечивает высококачественную очистку нефтесодержащих сточных вод ($C_{вх}$ до 50 мг/л, $C_{вых}$ = 0,3 мг/л), имеет простую конструкцию, малые массогабаритные характеристики, удобный и быстрый процесс монтажа и технического обслуживания без демонтажа люков на канализационных колодцах.

	1-й колодец	2-й колодец	3-й колодец	Площадь поверхности стока с гарантированной очисткой ($м^2$)
Диаметр колодца (м)	1	1	1	800
	1	1	2	1200
	1,5	1,5	1,5	1400
	2	2	2	1600