В. С. Дикаревский, А. М. Курганов,
А. П. Нечаев, М. И. Алексеев

ОТВЕДЕНИЕ И ОЧИСТКА ПОВЕРХНОСТНЫХ СТОЧНЫХ ВОД

Допущено Государственным Комитетом СССР по народному образованию в качестве учебного пособия для студентов выших учебных заведений, обучающихся по специальности «Водоснабжение, канализация, рациональное использование и охрана водных ресурсов».

Ленинград
Стройиздат
Ленинградское отделение

ББК 38.761.2
О-80
УДК 628.29(075.8)

Рецензенты: доцент канд. техн. наук К. Ю. Блажис (ВИСИ), профессор д-р техн. наук Ю. М. Ласков (МИСИ)

Отведение и очистка поверхностных сточных вод: Учеб. по-
О-80 собие для вузов / В. С. Дикаревский, А. М. Курганов, А. П. Нечаев, М. И. Алексеев. — Л.: Стройиздат Ленингр. отд-ние, 1990. 224 с.: ил.
ISBN 5-274-01018-0

Приведены краткие сведения о развитии дождевых сетей и сооружений. Указаны системы и схемы водоотведения, основные закономерности выпадения дождей и формулы для определения расходов дождевого и талого стока. Детально рассмотрены основы гидравлического расчета и проектирования сетей водоотведения, конструкции сооружений на сетях, принципы и устройства для регулирования стока. Описаны способы очистки поверхностных сточных вод, образующихся на территории населенных мест и промышленных предприятий, и пути их использования в оборотных системах водопользования.

$O\frac{3309000000-147}{047(01)-90}$ -197- 90

ББК 38.761.2

ISBN 5-274-01018-0

© В. С. Дикаревский и др., 1900

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ

АКХ – Академия коммунального хозяйства им К Д Памфилова
БАУ – березовый активный уголь
БашНИИНП – Башкирский научно-исследовательский институт по переработке нефти
ВНИИВО – Всесоюзный научно-исследовательский институт по охране вод
ВНИИВОДГЕО – Всесоюзный научно-исследовательский институт водоснабжения, канализации, гидротехнических сооружений и инженерной гидрогеологии
ВНИИчермет – Всесоюзный научно-исследовательский институт черной металлургии
ВНИИОСуголь – Всесоюзный научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт охраны окружающей среды в угольной промышленности
ГГИ – Государственный гидрологический институт
ЕТС – европейская территория страны
ЛИИЖТ – Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта им В Н Образцова
ЛИСИ – Ленинградский инженерно-строительный институт
ЛенНИИ АКХ – Ленинградский научно-исследовательский институт Академии коммунального хозяйства им К Д Памфилова
МАДИ – Московский автомобильно-дорожный институт
НИИ КВОВ – Научно-исследовательский институт коммунального водоснабжения и очистки воды
НХК – нефтехимический комбинат
ПАА – полиакриламид
СИВ – самолетный измеритель водности
СОП – служба охраны почв
УГМС – Управление гидрометеорологической службы
УкрНИГМИ – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт
ЦЧО ЕТС – центральные черноземные области европейской территории страны

ПРЕДИСЛОВИЕ

В постановлении Съезда народных депутатов СССР (1989 г., июнь) «Об основных направлениях внутренней и внешней политики СССР» поставлена задача — существенно расширить жилищное строительство, принять меры по благоустройству существующего жилого фонда. Для ее решения, в частности, требуется повсеместное устройство централизованного отведения поверхностного стока с территорий населенных пунктов и промышленных предприятий. Недостаточное внимание к своевременному отведению атмосферных осадков нередко приводит к затоплению территорий, перерывам в работе промпредприятий и транспорта, порче оборудования и материалов, размещенных на складах и в нижних этажах зданий, к гибели людей. Ущерб, вызванный сильными ливнями (особенно при пересеченной местности южных зон нашей страны), можно сравнить с уроном, нанесенным крупными пожарами. Однако даже в обычных (не экстремальных) условиях современные системы поверхностного водоотведения призваны обеспечить нормальную жизнь населенных пунктов во время выпадения дождей, не создавая трудностей для населения и транспорта. Перед сбросом поверхностных вод в водные объекты они, как правило, должны быть очищены до такой степени, чтобы не вызывать загрязнения воды в водоемах. В случаях, когда это экономически оправдано, поверхностный сток целесообразно накапливать и использовать для водоснабжения или орошения полей.

Строительство сооружений для отведения с застроенных территорий атмосферных осадков началось в глубокой древности, даже ранее, чем строительство трубопроводов, предназначенных для сбора загрязненных бытовых вод. Подобные сооружения для отведения дождевых вод обнаружены при раскопках в Индии, Греции, Риме, Египте и на территории бывшего государства Урарту в нашей стране. В Древней Руси подземные деревянные трубы и кирпичные желоба для сброса дождевых и талых вод во рвы найдены при раскопках Новгородского Кремля. В Московском Кремле трубопровод для отвода атмосферных вод с Ивановской площади был проложен в 1367 г.

Планомерное развитие закрытой дождевой сети в Москве и Петербурге развернулось в XVIII в. Строились большие кир-

личные каналы, появились первые дождеприемники с решетками. В Петербурге длина водосточной сети уже в 1832 г. составляла 95 км. В XVIII—XIX вв. сооружены подземные трубопроводы для отвода дождевых вод в ряде других городов: Киеве, Бобруйске, Двинске, Кронштадте, Феодосии, Ревеле (Таллинне) и др. Однако до Великой Октябрьской социалистической революции отведение поверхностного стока по трубопроводам осуществлялось преимущественно в центрах городов, где жили в основном зажиточные люди. Окраины городов и рабочие поселки в лучшем случае имели сеть открытых канав и кюветов.

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

Расчеты сетей для отведения поверхностных вод, как правило, более сложные, чем сетей производственно бытового водоотведения. Это объясняется тем, что расчетный расход дождевых вод определяется продолжительностью выпадения дождя, которая считается зависящей от времени протекания дождевой воды по поверхности земли и по трубам, т. е. является функцией скорости течения воды Поскольку эта скорость в начале расчета неизвестна, расчетные параметры приходится определять методом итерации.

Основы расчета дождевых сетей в нашей стране были заложены профессорами П. Ф. Горбачевым и Н Н. Беловым. В дальнейшем эти расчеты продолжены сотрудниками ЛенНИИ АКХ д-ром техн. наук Г. Г. Шигориным и канд. техн. наук М. В. Молоковым, а также профессорами Н. К. Чижовым, А. А. Суриным, Б. О. Ботуком, канд. техн. наук Г. Л. Заком и Л. Т. Абрамовым.

Методика расчета дождевых сетей на ЭВМ разработана в ЛИИЖТе и в ЛИСИ. Методы очистки поверхностных вод от загрязнений подробно изучались в ВНИИВОДГЕО и НИИ КВОВ АКХ.

Общие вопросы водоотведения рассмотрены в основном учебнике по данной дисциплине. Поскольку системы поверхностного водоотведения имеют специфические особенности в области проектирования и расчета, они более подробно изложены в настоящем учебном пособии, которое предназначено для студентов специальности «Водоснабжение, канализация, рациональное использование и охрана водных ресурсов» (№ 2908).

Предисловие, главы 1 и 4 написаны д-ром техн. наук В. С. Дикаревским, главы 2, 3, 5 и приложения д-ром техн. наук А. М. Кургановым, главы 6, 7 и 8 д-ром техн. наук А. П. Нечаевым, глава 9 совместно В. С. Дикаревским и А. П. Нечаевым. Параграфы 4.6, 5.1, 6.4 и 6.5 написаны д-ром техн. наук М. И. Алексеевым, 7.1 совместно А. П. Нечаевым и М. И. Алексеевым.

Глава 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ И СПОСОБЫ ОТВЕДЕНИЯ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

1.1. Системы водоотведения

В зависимости от степени благоустройства объекта водоотведения, рельефа местности, расходов сточных вод по категориям, их загрязненности, климатических условий, вида и мощности водных объектов, в которые сбрасываются сточные воды, и других факторов применяются *раздельная* (полная и неполная), *полураздельная*, *комбинированная* и *общесплавная* системы водоотведения

При полной раздельной системе на объекте водоотведения укладываются две сети труб — одна для бытовых и производственных сточных вод, другая — для отведения *поверхностного стока*, т. е. дождевых, талых и поливомоечных вод. При неполной раздельной системе поверхностный сток отводится по открытым лоткам и каналам. Возможные схемы расположения дождевых сетей при полной раздельной системе водоотведения изображены на рис. 1.1, *а*, *в*, *г*.

Полураздельная система (рис. 1.1, *б*) отличается от полной раздельной тем, что в ее составе предусматривается устройство общесплавного главного коллектора, который обычно располагается вдоль водного объекта (водотока, водоема). По этому коллектору сточные воды всех категорий бытовые, производственные и поверхностный сток поступают на *очистные сооружения*. Для уменьшения диаметров труб *главного общесплавного коллектора* и снижения требуемой мощности очистных сооружений в точках примыкания к нему уличных коллекторов, предназначенных для отведения поверхностного стока, устраивают разделительные камеры. При сильных ливнях вода из уличных дождевых коллекторов через разделительные камеры полностью или частично сбрасывается в водный объект без очистки. 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 на очистные сооружения.

В ряде случаев в разных районах населенного пункта в зависимости от местных условий, от степени благоустройства и

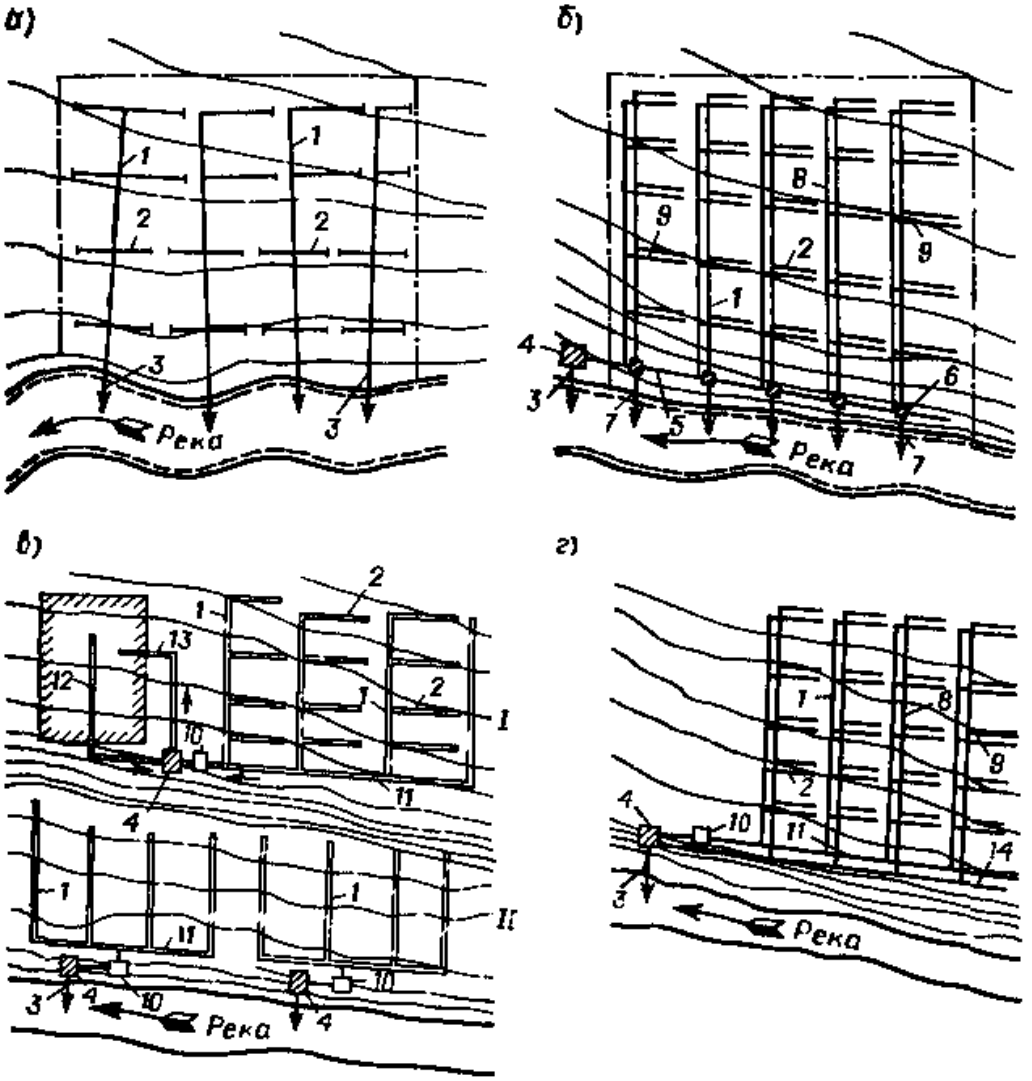


Рис. 1.1. Схемы отведения поверхностного стока с территории населенного пункта

а, в, г - по раздельной; *б* - полураздельной системам; *1* - уличные дождевые коллекторы; *2* - то же, дождевые магистрали; *3* — выпуски сточных вод; *4* очистные сооружения; *5* — главный общесплавной коллектор; *6* разделительные камеры; *7* — ливнеотводы; *8* - уличные коллекторы для бытовых вод; *9* — уличные магистрали для бытовых вод; *10* — накопители (резервуары) для поверхностного стока; *11* — дождевые главные коллекторы; *12* - поверхностный сток с территории промышленного предприятия; *13* — подача дождевых вод для использования на промпредприятии; *14* — главный коллектор для бытовых вод

рельефа и главным образом вследствие исторического развития водоотводящей системы города применяются различные комбинации систем водоотведения.

При общесплавной системе все виды сточных вод отводятся по одной сети трубопроводов; специальных коллекторов для удаления поверхностного стока при этой системе не устраивают. В случае необходимости очистки дождевых вод общесплавная система существенно уступает по основным показателям полураздельной системе и поэтому здесь не рассматривается.

В зависимости от размещения улиц и уличных проездов, рельефа местности, расположения объекта водоотведения и водотока или водоема, требований к очистке поверхностного стока и других факторов применяются различные схемы размещения дождевых коллекторов Так же как и при отведении бытовых вод, с учетом планировки населенного пункта, здесь возможно применение перпендикулярной схемы, зонной и пересеченной схем, а при необходимости - параллельной или радиальной схем водоотведения.

При трассировании основных уличных коллекторов по перпендикулярной схеме (рис. 1.1, *а*) для уменьшения глубины заложения их по возможности прокладывают перпендикулярно к горизоиталям. Зонная схема водоотведения (рис. 1.1, *в*) применяется в тех случаях, когда объект расположен, например, на двух или нескольких террасах, резко отличающихся отметками земли. Пересеченная схема (рис 1.1, *г*) отличается тем, что имеет *перехватывающий главный коллектор* дождевых вод, в который собирается поверхностный сток из уличных коллекторов и по нему поступает на очистные сооружения. Параллельная или веерная схема расположения коллекторов используется при очень крутом рельефе местности, радиальная схема — в больших городах, в черте которых имеется несколько водотоков и водоемов.

В настоящее время дождевые и талые воды с территорий крупных промышленных предприятий, а иногда и с территорий населенных пунктов рекомендуется использовать как дополнительный источник технического водоснабжения промпредприятий (см. рис. 1.1, *в*). При необходимости эти воды подвергают предварительной очистке до требуемой степени. В ряде случаев целесообразно поверхностный сток с территорий близко расположенных промпредприятий собирать в один коллектор и направлять на единые очистные сооружения, а затем уже использовать их на тех предприятиях, где требуется наибольшее количество технической воды.

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

В *сеть дождевой канализации* наряду с дождевыми, талыми и поливомоечными водами в ряде случаев разрешается сбрасывать дренажные воды, стоки, образующиеся, например, при охлаждении производственных установок, и некоторые виды других производственных стоков при нецелесообразности использования их для оборотного водоснабжения и после соответствующей очистки, а также по согласованию с органами Государственного комитета по охране природы, учреждениями санитарно-эпидемиологической службы и рыбоохраны.

В соответствии с современными требованиями [27] поверхностный сток с городских территорий перед спуском его в водные объекты должен очищаться. При этом рекомендуется полностью подвергать очистке поливомоечный и талый сток, а также очищать значительную часть годового объема дождевых вод. Долю дождевого стока, направляемого на очистные сооружения, и степень его очистки определяют исходя из местных условий на основе целого ряда нормативных документов с учетом требований органов Государственного комитета по охране природы, а также санитарно-эпидемиологической службы и рыбоохраны. По согласованию с этими организациями разрешается сбрасывать поверхностный сток в водные объекты без очистки только с небольших застроенных территорий площадью до 0,2 км^2 и с городских лесопарков.

Для уменьшения размеров очистных сооружений и мощности установленного там оборудования рекомендуется устраивать перед очистными сооружениями *регулирующие резервуары* (см. рис. 1.1, *в*, *г*), из которых вода поступает на очистку в течение длительного периода с небольшим расходом.

Выбор системы водоотведения, а также схем расположения дождевых коллекторов следует выполнять на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом санитарно-гигиенических показателей.

Прежде, когда не было требования об обязательной очистке значительной части поверхностного стока, *полураздельная система* считалась самой дорогой и наилучшей с точки зрения санитарии и гигиены.

При необходимости очистки поверхностного стока полураздельная система во многих случаях оказывается, кроме того, самой экономичной. Существенным преимуществом раздельной системы является возможность строительства сетей водоотведения по очередям: сначала производственно бытовых, а затем, по мере роста благоустройства населенного пункта, — дождевых.

По требованиям СНиП 2.04.03—85 рекомендуется рассматривать возможность применения полураздельной системы при интенсивности дождей (q_{20}) менее 90 *л/с* на 1 га. Расчетные дожди с такой интенсивностью выпадают на 90—95% территории СССР.

Водоотведение в малых населенных пунктах с населением до 5 тыс. человек, как правило, предусматривается по неполной раздельной системе. Комбинированная система наиболее приемлема для больших городов, имеющих районы с разной степенью благоустройства.

Выпуск поверхностного стока в водоемы (пруды и водохранилища) не разрешается в пределах населенного пункта, а в водотоки, протекающие в пределах населенного пункта, он возможен только при скорости течения воды в них более 0,05 м/с

и расходах воды 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 проектом не предусмотрены мероприятия по их укреплению.

1.2. Отведение поверхностного стока от жилых кварталов. Размещение дождеприемников

Схема отведения поверхностного стока с территории населенных пунктов определяется в первую очередь рельефом местности, а затем уж степенью благоустройства кварталов, характером их застройки и другими факторами.

Уличные дождевые коллекторы и *магистрали* так же, как и в бытовой сети водоотведения, в зависимости от рельефа и общего уклона местности проектируются по *объемлющим квартал линиям* или по *пониженной грани квартала.* При расположении уличных дождевых коллекторов по объемлющим линиям они принимают дождевые воды со всех четырех (или трех) сторон квартала (рис. 1.2, *а*), а при устройстве их по пониженной грани принимают воду только с наиболее низко (по отметкам) расположенной грани квартала (рис. 1.2, *б*). Каких-либо строго установленных рекомендаций по размещению уличных коллекторов или магистралей по тому или иному указанному выше способу не имеется. Однако исходя из практики проектирования можно также принимать способ прокладки уличных коллекторов по объемлющим квартал линиям при общем уклоне местности менее или равном 0,01, при большем уклоне местности может быть рекомендована укладка уличных коллекторов по пониженной грани квартала.

В современных благоустроенных жилых кварталах дождеприемники располагаются как на улицах, так и внутри кварталов на внутриквартальных проездах (рис. 1.2, *а*, *б*). При этом к дождевой сети присоединяются внутренние водостоки. Длины присоединений от дождеприемников до колодцев на внутриквартальной сети или до колодцев на уличных магистралях не должны превышать 40 м; при этом допускается установка не более одного промежуточного дождеприемника. Диаметр трубы присоединения должен быть не менее 200 мм, а ее уклон 0,02. Внутриквартальная дождевая сеть проектируется по правилам, установленным для сетей поверхностного водоотведения.

При невысокой степени благоустройства кварталов (одно-двухэтажная застройка), а также для первой очереди строительства и на территории садов и парков при условии крутого уклона поверхности земли ($i_з \geqslant 0{,}01$) дождеприемники внутри кварталов иногда не предусматриваются (открытый тип водоотведения). Внутри квартала вода собирается в открытые внутри

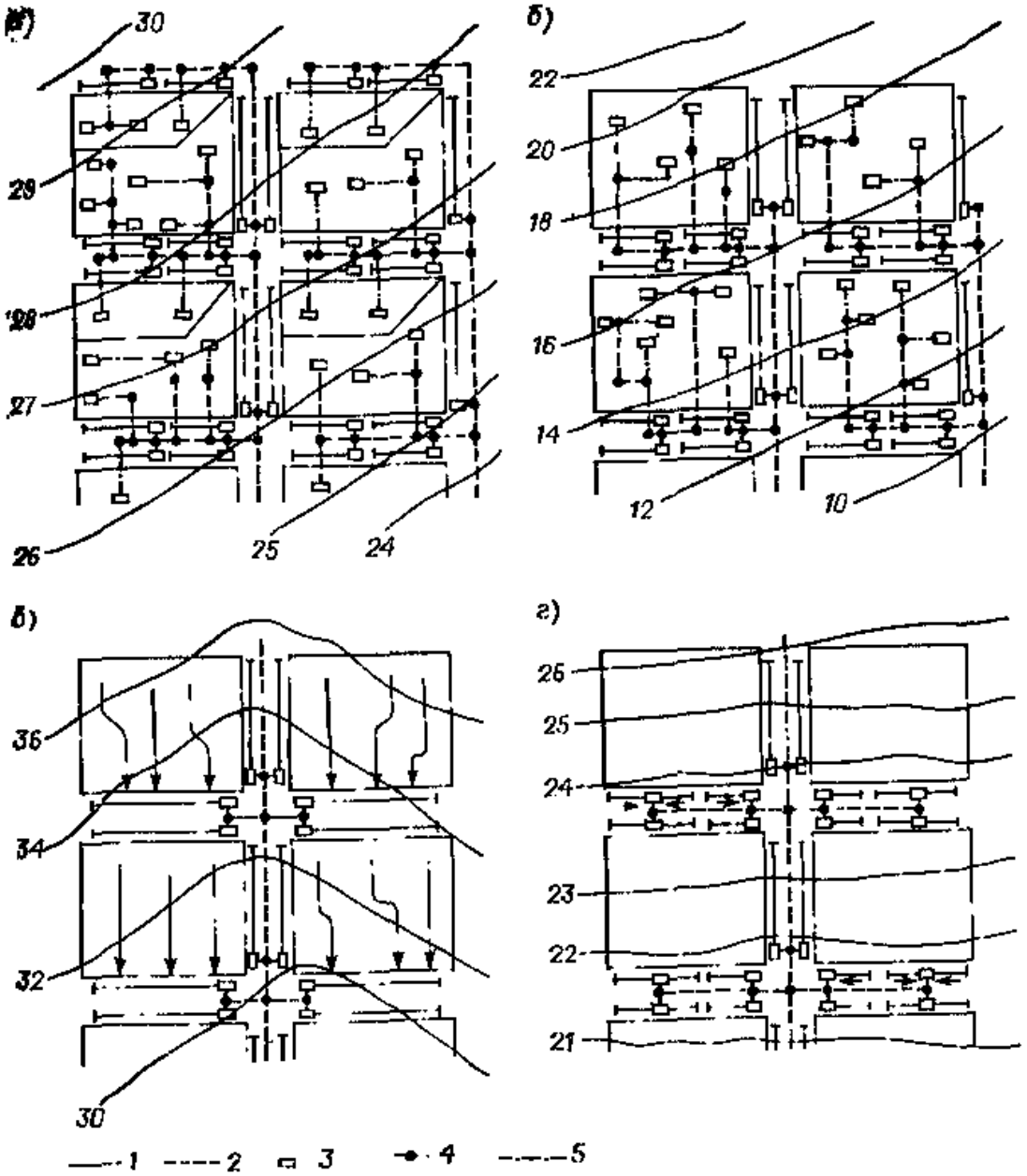


Рис. 1.2. Схемы расположения дождеприемников

а — внутри кварталов с трассированием по прилегающим кварталам линиям; *б* — то же, с трассированием по ломаной границе квартала; *в* — только на уличных проездах с едиными лотками по всей длине квартала; *г* — то же, с делением лотков по длине квартала; *1* — уличные лотки; *2* — закрытые трубопроводы; *3* — дождеприемники; *4* — колодцы; *5* — присоединительные ветви

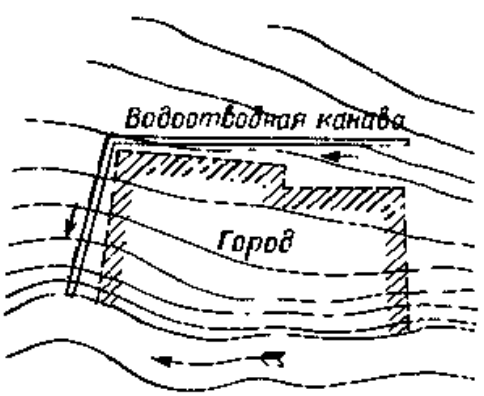


Рис. 1.3. Расположение перехватывающей водоотводной канавы

квартальные лотки, откуда попадает в уличные лотки и по ним стекает в дождеприемники (рис. 1.2, *в*, *г*). Глубина воды во внутриквартальных лотках при расчетном дожде должна быть не более 6 см. Уличные магистрали в этом случае, как правило, трассируют по пониженной грани.

Лотки в пределах магистралей на протяжении всего квартала могут иметь дождеприемник в конце лотка (рис. 1.2, *в*) общей длиной, достигающей 150...300 м. Такое решение обычно принимается при продольном уклоне улиц не менее 0,004...0,005 и при условии, что заполнение лотка водой на глубину более 6...7 см будет происходить не чаще 1 раза в году. При меньших уклонах улиц в пределах длины квартала размещается ряд дождеприемников и несколько лотков (рис. 1.2, *г*). В этих случаях длины лотков во избежание заглублений назначаются по расчету таким образом, чтобы глубина воды в них была не более 6...7 см. Общая длина лотков в этом случае не превышает 40...50 м. Дождеприемники обязательно устанавливают на перекрестках улиц, не доходя до «зебры» - полосы перехода их пешеходами.

Схемы дождевых сетей и размещение дождеприемников на площадках промышленных предприятий зависят от расположения зданий, проездов и сооружений на генпланах предприятий, рельефа местности, а также других местных условий.

Для защиты населенных мест и промышленных предприятий от дождевых и талых вод, стекающих с вышерасположенных территорий, устраивают перехватывающие водоотводные канавы (рис. 1.3). Предполагается, что поверхностный сток с загородных территорий мало загрязнен; его специальной очистки обычно не предусматривается.

Глава 2. РАСЧЕТ СТОКА ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД С ЗАСТРОЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

2.1. Основные закономерности выпадения дождей

Процесс выпадения атмосферных осадков чрезвычайно сложен; он связан с наличием запасов влаги в атмосфере, динамическими и температурными условиями, характером земной поверхности и другими явлениями. Величина годового слоя осадков на территории СССР колеблется в широких пределах от 200 до 1200 и более мм в год (табл. 2.1).

Основная масса атмосферных осадков на территории СССР выпадает в виде дождей. На европейской территории СССР 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 европейской территории превышает 80% На равнинной части среднеазиатских республик в виде дождя выпадает 85...90% годового количества осадков, в северном Казахстане 80, в Западной Сибири — 70..80, в Восточной Сибири — 50...60.

Таблица 2.1. Величина годового слоя осадков на территории СССР

Район	Слой осадков в год, мм
Европейская территория СССР:	
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
Средняя Азия	200...300

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 (например, диаметром ...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 воды 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*. Каждый дождь характеризуется количеством выпавшей воды, измеряемым толщиной слоя (мм) или объемом (л) воды на единицу площади (1 га), и продолжительностью выпадения (в минутах, секундах или часах). Производной этих основных величин как отношения количества выпавших осадков к продолжительности их выпадения является интенсивность дождей. 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.

Как правило, в практических расчетах систем водоотведения используется *средняя интенсивность*. Чем больше взят период продолжительности какого-либо дождя, тем меньше средняя интенсивность выпадения его за этот период, т. е. между продолжительностью и интенсивностью существует обратная зависимость. Интенсивность дождей изменяется от 0,25 (моросящий) до 100 мм/ч (ливень). В метеорологии интенсивность обычно выражается в мм/мин, а в инженерных расчетах — в л/с на 1 га. Обозначая интенсивность в мм/мин через i, а в л/с на 1 га через q, получим

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

Ввиду разнообразия физико-географических условий, причин и факторов формирования хода выпадения дождя его характеристики изменяются во времени и пространстве. Эти колебания в значительной мере являются случайными. Вследствие этого при расчетах количество выпавших осадков и интенсивность за тот или иной период продолжительности, а также общая продолжительность выпадения связываются с их повторяемостью или с определенной вероятностью превышения (обеспеченностью).

Проектировщика интересует частота, с которой превышается та или иная интенсивность осадков. Сооружения водоотведения необходимо проектировать с определенным запасом надежности. С этой целью данные об осадках ранжируют и указывают для конкретных значений их повторяемость (*средний период возврата*). *Повторяемость* представляет собой средний промежуток времени между ливнями с интенсивностями, равными или большими рассматриваемого значения. Повторяемость обратно пропорциональна вероятности превышения. Хотя ливни непредсказуемы, т. е. размер и частоту их нельзя заранее указать, но оценить статистическими методами значения стока на основе анализа данных за предшествующий период на стадии проектирования можно. Вероятность ливней различной интенсивности и продолжительности определяют обычно путем статистического анализа.

Любая характеристика дождя обязательно должна быть увязана с *заданным значением обеспеченности* ($p_в$). Предсказать, когда именно эта характеристика будет превзойдена или окажется ниже указанного значения $p_в$, невозможно. Именно в этом заключается ее вероятностный характер. Иными словами, указывается лишь промежуток времени, в течение которого может наблюдаться дождь с указанными характеристиками в среднем 1 раз. Так, если заданная обеспеченность $p_в = 20\%$, то превышение расчетной характеристики произойдет в среднем 20 раз в 100 лет. Однако, когда именно произойдет это событие — в первые ли 20 лет или в последующие годы эксплуатации сооруже-

ния, предсказать невозможно. Вполне может случиться, что первые 20 лет не будет ни одного года, когда наблюдаются сильные дожди, зато в последующее 20-летие их будет два или даже более в год.

За время службы сооружения расчетный расход может отмечаться редко или вообще не иметь места и расход на сооружения водоотведения будет меньше принятого при расчетах, но в условиях максимального ливня наблюдается превышение их пропускной способности и сооружения (например, коллекторы) переполняются. Это может явиться причиной ущерба или создать нежелательные неудобства, вот почему ливень определенной повторяемости нужно выбирать с учетом экономических соображений на основе теории вероятностей, т. е. расчетный расход для того или иного сооружения должен основываться на экономической оценке риска. При этом стоимость сооружения сравнивают с возможными убытками при более сильных дождях, чем тот, на который рассчитано проектируемое сооружение.

При расчетах систем водоотведения для выражения вероятности обычно пользуются средней частотой превышения s в течение года или периодом однократного превышения в годах — Так, если какая-либо интенсивность превышается в среднем 1 раз в 2 года, то средняя частота превышения ее s будет 0,5, т. е.

$$s = 1/p.$$

Для случайно распределяющихся явлений заданная обеспеченность или вероятность ежегодного превышения $p_в$ (%) связана с периодом однократного превышения по *закону распределения независимых событий* Пуассона:

$$p_в = (1 - e^{-s})100 = (1 - e^{-1/p})100.$$

Ниже приводятся величины p, вычисленные при разных значениях заданной обеспеченности по этой формуле.

Обеспеченность $p_в$, % .	5	10	20	39	63	86	95
Средняя повторяемость p, год	19,5	9,5	4.5	2	1	0.5	0.33

По *морфологическим признакам*, т. е. в 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 мелкокапельнымн обложными. В климатической зоне избыточного (северо-запад ЕТС, Прибалтика, 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 Украины, По-

волжья и Казахстана, Закарпатье и 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 [3] условно делит все дожди по продолжительности: до 1 ч, от 1 до 3 ч и больше 3 ч. Ею установлено распределение количества осадков и их средней и максимальной интенсивности для основных физико-географических районов и территорий СССР (прил. 1). Средний слой осадков наиболее частых дождей продолжительностью до 1 ч не более 1 мм, а для дождей продолжительностью более 3 ч — не менее 10 мм. Наибольший средний слой $H_{ср}$ осадков для дождей продолжительностью до 1 ч и для дождей продолжительностью от 1 до 3 ч ($H_{ср} \geqslant 5$ мм) выпадает на Украине, Северном Кавказе, Верхней Волге, Урале, Забайкалье, а для дождей продолжительностью более 3 ч ($H_{ср} > 10$ мм) в районе Сочи, в пределах Грузии, в Южном Казахстане, Забайкалье, Хабаровском крае, на Сахалине. С увеличением продолжительности выпадения 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 Украина (кроме северо-востока), Верхняя Волга, Урал, Забайкалье, верховье Амура и Сахалин.

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

$$i_{ср} = a_1 H^{m_1}; \qquad i_{max} = a_2 H^{m_2}.$$

Значения параметров a_1 и a_2, m_1 и m_2 приведены в прил. 1.

Распределение осадков на территории страны очень неравномерное. Поле осадков представляет собой комплекс пятен повышенного и пониженного их количества. Для систем водоотведения представляют интерес поля осадков, формирующиеся за короткий период времени — 3...12 мин в средних районах юга страны и 15...40 мин в климатической зоне достаточного и избыточного увлажнения. В этом случае поля 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

ени: в степных районах не более 3 км, в зоне достаточного и избыточного увлажнения — не менее 6 км. Наиболее вероятные размеры площадей очагов — не более 10 км² (около 65 %) и 20 км² (около 40 %). В степных районах одноочаговые поля занимают 60 % территории района, многоочаговые 40; в зоне достаточного и избыточного увлажнения одноочаговые поля составляют 22% территории, многоочаговые — 78%. Время жизни очагов — от нескольких минут до получаса. Бо́льшая 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 — от 0,61 до 0,75. Территории групп очагов осадков, перемежающихся с местами полного отсутствия осадков, формируются в структурное образование *мезомасштаба* с площадями от 50 до $1 \cdot 10^4$ км² и продолжительностью существования от 0,5 до 4 ч.

Макромасштабная система очагов с площадями более $1 \cdot 10^4$ км² 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), от масштабов зон осадков в атмосфере и площади данной территории. Например, в районе Ленинграда наблюдаются зоны осадков в атмосфере на площади $S_{бр}$=8 000 км². Площадь, которая действительно покрывается осадками ($S_н$), составляет 24 %. При большей площади зоны осадков в атмосфере чаще всего только незначительная часть территории (менее 10 %) покрывается осадками. В 90 % случаев отношение $S_н/S_{бр}$ составляет не более 0,6. Повторяемость случаев, когда 95 % площади, занятой зоной осадков, покрыто ими, менее 1 %. Наибольшей интенсивностью процесса выпадения осадков отличаются небольшие очаги.

Дожди, выпадающие на сравнительно небольшой площади, характеризуются резким изменением слоя осадков в зависимости от ее величины и, наоборот, при дождях, выпадающих на большую площадь, слой осадков при увеличении площади изменяется мало. Это положение учитывается *коэффициентом η неравномерности выпадения осадков* по площади.

Несмотря на большое разнообразие во времени и пространстве продолжительности и количества жидких осадков, можно выделить основные его закономерности для территории СССР.

Осадки малой интенсивности ($\leqslant$0,05 мм/мин) формируют от 90 % и более суммарной продолжительности их выпадения

Таблица 2.2. **Климатические районы СССР по продолжительности выпадения осадков в теплый период года**

Район	Средняя продолжительность выпадения осадков теплого периода, ч
I зона	
Районы севернее Полярного Круга, Камчатка, прибрежная полоса Охотского моря	750...1000
II зона	
Северная и центральная части европейской территории СССР, центральная часть Западной и Восточной Сибири, прибрежные хребты Дальнего Востока, Сахалин, область южнее Станового хребта	500...700
III зона	
Южные части европейской территории СССР, Западной и Восточной Сибири	300...450
IV зона	
Районы юга Украины, Северного Кавказа, Поволжья и Казахстана	150...250
V зона	
Полупустынные и пустынные районы юго-восточной части европейской территории СССР, Средней Азии и Казахстана	50...100

на Крайнем Севере, до 75 % в степных районах СССР, а в горах Кавказа и Средней Азии — 80...90 %. По А. Н. Лебедеву, средняя месячная суммарная продолжительность осадков на ЕТС изменяется от 10...30 ч в южных районах Украины, в Молдавской ССР и Нижнем Поволжье до 70...100 на севере Карельской АССР, на Кольском полуострове, в Архангельской области, Коми АССР и на Урале, севернее 60-й параллели. В Прибалтике и средней полосе ЕТС средняя месячная продолжительность осадков теплового периода составляет 40...60 ч, местами достигая 70 ч.

По продолжительности выпадения дождей территория СССР условно разделена на пять климатических зон (табл. 2.2).

Выпадающие дожди отличаются большим многообразием по продолжительности. В зависимости от климатических условий число дождей, продолжительность выпадения которых находится 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 их выпа

ения. Так, в Москве осадки в апреле на 22 % формируются ождями с суточными величинами менее 1 мм, на 30 % — дож-ями менее 2 мм, на 70 % — менее 5 мм. В июле около 20 % бщего количества осадков составляют дожди с суточными ве-ичинами менее 2 мм, 40 % — менее 5 мм и 64 % — менее мм.

Величина средней интенсивности выпадения осадков в одной той же местности существенно увеличивается в летние месяцы сравнению с весенне-осенним периодом. Так, на ЕТС летом нтенсивность осадков, полученная по средним месячным сум-ам, составляет 1,4...1,6 мм/ч, в апреле и октябре соответствен- 0,25...0,30. В северных районах эти величины составляют ,8...1,2 и 0,15...0,30 мм/ч, в южных районах летом до 2,0...2,9 и апреле и октябре 0,5...0,8.

Количество осадков малой интенсивности в степных и хоро-о увлажненных горных районах составляет 30...40 %, а в се-рных и засушливых южных районах — 60...70 % от суммар-го количества осадков за теплый период года. Наиболее рас-пространены ливни на Украине, в Приморье, Забайкалье и на ахалине (прил. 2).

Установлено, что на ЕТС продолжительность обложных садков интенсивностью 0,6...1,8 мм/ч превышает 0,13 t (t — об-ая продолжительность осадков по наблюдениям в одном пунк-), а продолжительность ливневых осадков интенсивностью ,8...6 мм/ч не превышает 0,07 t. Из приведенных данных мож-о сделать вывод, что основное количество осадков приходится часто повторяющиеся дожди относительно малой интенсив-сти.

4. Способы измерения различных параметров дождей

До 50-х гг. текущего столетия в основном измерялись и ана-зировались количества осадков в отдельных пунктах наблю-ний за различные интервалы времени. Для этого использова-сь осадкомеры различных инструкций. При анализе получен-х данных о суммах осадков были обнаружены расхождения езультатах измерения, которые удалось выявить, применив адкомеры разных конструкций, расположенные в непосредст-нной близости друг от друга. Стали разрабатываться новые иборы, исследоваться распределения осадков в атмосфере ны осадков) и на поверхности земли (полей осадков). Появ-ние радиолокаторов сантиметрового и миллиметрового диапа-нов привело к созданию нового дистанционного метода иссле-вания атмосферных осадков — *радиолокационного*. С помощью диолокаторов оказалось возможным измерять различные па-метры зон осадков (их форму, размеры, эволюцию во времени пространстве и т. д.). Благодаря развитию средств автомати

зации и вычислительной техники получили интенсивное развитие статистические исследования закономерностей распределения осадков по территории.

Установки для измерения количества атмосферных осадков, выпавших за некоторые промежутки времени, называют *осадкомерами* или *дождемерами*. Стандартные осадкомеры (рис. 2.1) состоят из двух основных узлов: приемной воронки с калиброванным входным отверстием и водосборника, где хранится вода до момента измерения. В ряде конструкций имеются приспособления для облегчения слива воды из осадкомера при измерении ее количества.

Осадкомеры бывают с большой площадью приемного отверстия ($S_{вх} \geqslant 1000$ см^2), со средней площадью ($S_{вх} = 100...1000$ см^2) и с малой ($S_{вх} < 100$ см^2). К осадкомерам с большой площадью приемного отверстия относятся прибор УкрНИГМИ ($S_{вх} = 3000$ см^2), водоиспарительный бассейн ГГИ ($S_{вх} = 200\,000$ см^2), прибор Гамильтона ($S_{вх} = 70\,000$ см^2). На метеосетях в основном применяются осадкомеры со средней площадью входных отверстий. Канадские, бельгийские, американские дождемеры имеют, как правило, малую площадь приемных отверстий ($S_{вх} < 100$ см^2).

В Советском Союзе приборы для сетевых наблюдений изготавливают из оцинкованного железа, в Англии и Канаде — из латуни и меди. Имеются конструкции, в которых собирающая воронка сделана из железа, а сосуд для хранения осадков — из стекла или пластика. Некоторые осадкомеры изготавливают только из стекла или пластика.

Для уменьшения влияния ветра на измерение количества осадков необходимо создать однородный воздушный поток над входным отверстием осадкомера. С этой целью предложено большое количество приспособлений в виде колец или конусов (сплошные или состоящие из лепестков), окружающих осадкомерное ведро. Для устранения влияния ветра осадкомер следует устанавливать таким образом, чтобы плоскость его приемного отверстия располагалась вровень с поверхностью земли. В этом случае для предотвращения попадания в прибор брызг входное отверстие прибора должно быть окружено сеткой или жалюзи диаметром около 2 м.

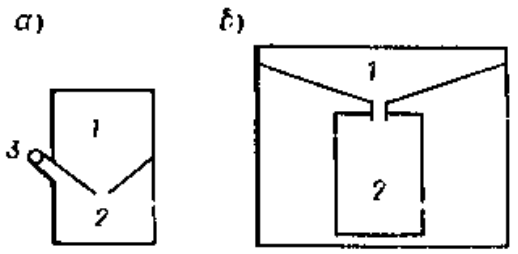


Рис. 2.1. Схемы дождемеров, применяющихся в СССР

1 — приемная воронка с комбинированным входным отверстием, *2* — водосборник, *3* — слив воды из осадкомера при измерении ее количества

В настоящее время наилучшим прибором является советский *ямочный дождемер*, разработанный И. П. Нечаевым. Входное отверстие прибора устанавливается вровень с подстилающей поверхностью и окружено противобрызговой защитой в виде системы жалюзи. Приемная воронка имеет сложный профиль в виде двух конусов, что приводит к уменьшению разбрызгивания воды при изменении траектории капель под действием ветра. Приемная воронка переходит в патрубок, который через крышку вставляется в бутылку; нижний срез патрубка располагается близи ее дна.

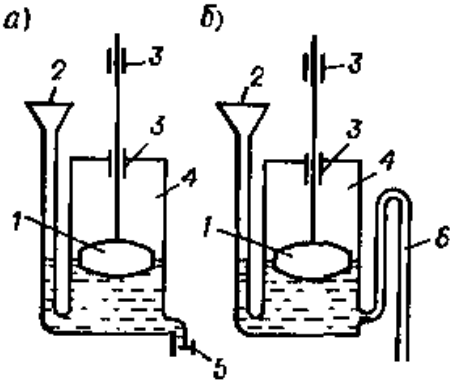


Рис 2 2 Схема датчика поплавкового плювиографа

а - без автоматического слива; *б* с автоматическим сливом, *1* — поплавок, *2* — приемная воронка, *3* - направляющие поплавка; *4* поплавковая камера, *5* кран для слива воды, *6* - сифон для слива воды

С помощью дождемеров невозможно получить данные о закономерностях временного распределения осадков. Непрерывные во времени измерения количества осадков производятся с помощью *плювиографов*. Эти приборы (рис. 2.2) состоят из трех основных узлов: системы для сбора осадков, механизма для измерения количества и регистраторов сумм осадков во времени. Узлы для сбора осадков принципиально не отличаются от аналогичных устройств дождемеров. Так как механизм прибора для регистрации количества осадков размещается в кожухе, то диаметр нижней части прибора больше, чем верхней, а это вызывает искажение воздушного потока. Вот почему влияние ветров у плювиографов, как правило, почти в 2,5 раза больше чем у осадкомеров.

По механизмам для измерения количества осадков плювиографы можно разделить на поплавковые, весовые, челночные, емкостные (клапанные) и резисторные. Наиболее простыми приборами являются *поплавковые*, которые состоят из камеры с поплавком, куда через воронку поступает вода. Высота подъема поплавка, перемещающегося по направляющим, соответствует количеству воды, поступающей в камеру. По такому принципу устроены плювиограф П-2 (СССР), Стевенса (США) и др.

Сливающиеся из сосуда в измерительный цилиндр жидкие осадки поднимают поплавок, а вместе с ним и перо, которое при этом чертит линию на барабане с часовым механизмом, делающим один оборот за сутки. Измерительный цилиндр плювиографа и лента прибора, надеваемая на барабан, рассчитаны на количество осадков, соответствующее высоте слоя 10 мм. Для учебных больших величин осадка измерительный цилиндр имеет сифон,

начинающий действовать при наполнении цилиндра. В течение 15...20 с с помощью сифона сливается находящаяся в цилиндре вода, перо опускается до нулевого положения и продолжает запись.

Плювиограф имеет следующие масштабы записи: вертикальный — наименьшее деление на ленте, 1 мм — соответствует 0,1 мм слоя осадков, горизонтальный — наименьшее деление на ленте 2,6 мм — 10 мин продолжительности. При таких масштабах отсчет количества осадков может быть произведен с точностью до 0,05 мм слоя, отсчет же времени — до 2 мин и лишь со значительным приближением до 1 мин Таким образом, на основании указанных записей дождей можно с достаточной точностью получить количество осадков, но продолжительность отдельных периодов выпадения их определяется с гораздо меньшей точностью, вследствие чего и интенсивность выпадения осадков определяется с малой точностью. Например, для периода 10 мин вполне возможна ошибка в 10 %, а для периода 5 мин — даже в 20...25 %. Еще большую ошибку можно ожидать при определении интенсивности для периодов, меньших 5 минут. Кроме того, при сильных дождях расшифровка малых периодов продолжительности выпадения осадков затрудняется значительной крутизной кривой записи и частыми сливами воды через сифон.

В последнее время широкое применение нашли *челночные плювиографы* (рис. 2.3), в которых челнок-коромысло состоит из двух одинаковых камер-секций и свободно вращается на оси, принимая устойчивые положения с помощью ограничителей. При заполнении водой одной секции эта секция опускается (челнок поворачивается), и вода из нее сливается, а вторая секция наполняется водой. При заполнении водой второй секции челнок снова поворачивается. Число таких поворотов и служит мерой количества выпавших осадков.

Челночный принцип измерения в плювиографах используется в автоматических метеостанциях многих стран, так как обеспечивает возможность простой передачи данных на расстояние и высокую надежность работы.

В последнее время появились *резисторные плювиографы*, принцип действия которых основан на измерении электрического сопротивления между помещенными в некоторый сосуд электродами при заполнении его выпадающими осадками. С помощью плювиографа записываются количество вы

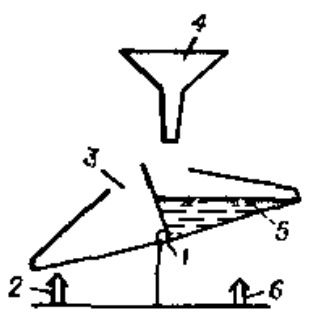


Рис. 2.3. Схема челночного механизма плювиографа
1 — ось вращения челнока, *2* и *6* — ограничители, *3* и *5* секции челнока; *4* — приемная воронка

павших осадков в каждый момент времени и интервалы времени, в течение которых выпадает определенное количество осадков.

В приборах с дистанционным измерением запись осуществляется в виде данных о количестве осадков за равные, заранее определенные синхронные интервалы времени. Обычно приборы рассчитаны на непрерывную запись в течение 24 ч или недели.

В связи с реорганизацией метеорологической сети и переходом от визуальных наблюдений за осадками к инструментальным в последнее время разработано несколько автоматических устройств для регистрации фазовой структуры и вида выпадающих осадков. С целью определения интенсивности выпадающих дождей могут быть использованы *плювиограммы*. Зная количество осадков ΔH, выпавшее за время Δt, можно однозначно вычислить среднюю интенсивность осадков $i=\Delta H/\Delta t$ за этот промежуток времени. Однако эти данные могут быть получены не в момент выпадения осадков, а в результате расшифровки плювиограмм.

Для непосредственного измерения интенсивности осадков также разработано большое количество различных приборов. Самым простым из них является *интенсиметр Жорди*. В этом приборе осадки из приемника поступают в камеру, где находится поплавок с конической иглой, перекрывающей отверстие в дне камеры. При поступлении воды в камеру поплавок с иглой поднимается и между иглой и стенками отверстия возникает зазор, через который сливается вода. Чем больше интенсивность дождя, тем больше поступает воды и выше поднимается поплавок, высота подъема которого фиксируется на ленте, приводящейся в движение часовым механизмом.

В ФРГ интенсиметр построен на другом принципе: в цилиндрической камере, куда поступает вода из приемника, имеются две пластинки, образующие электрический конденсатор. Чем больше поступает в камеру воды, тем больше емкость конденсатора. Изменение емкости регистрируется специальной электронной схемой и записывается на диаграммной ленте. Емкость конденсатора подбирается так, чтобы скорость изменения ее была примерно пропорциональна интенсивности дождя.

В последнее время предложены *капельные интенсиметры*. Из собранной в приемнике воды формируются капли определенного размера. Частота образования капель, линейно связанная с интенсивностью дождя, измеряется либо при проходе каплями контактовых контактов, либо при пересечении ими светового луча, либо при ударе капли о мембрану микрофона. Интенсивность дождя фиксируется на ленте, перемещаемой с помощью часового механизма.

Появились приборы, основанные на тепловом принципе действия. Все эти приборы обладают определенными недостатками.

Количество воды в атмосфере (*водность атмосферных осадков*) измеряется с помощью приборов, установленных на самолетах. Например, *самолетный измеритель водности* (СИВ) представляет собой насадок, выставляемый за борт самолета. Воздух с влагой проходит через отверстие площадью 3,8 см² и направляется в виде струи на пористую подложку из фильтровальной бумаги, масса которой увеличивается в результате накопления влаги. Зная скорость самолета, площадь входного отверстия, время экспозиции и массу осажденной воды, можно вычислить водность осадков .Имеются и другие принципы устройства самолетных приборов.

В последние 20 лет широкое распространение получили 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 выбрана длительность 5 мин. В СССР до 1969 г. обработка лент плювиографа осуществлялась по характерным точкам (точкам перелома кривой интенсивности), т. е. масштаб временного осреднения интенсивности в каждом конкретном случае принимался равным длине временно́го интервала между точками перелома кривой интенсивности осадков. С 1969 г. была введена система обработки лент по 10-минутным отрезкам времени.

2.3. Поля атмосферных осадков

Поля атмосферных осадков - это участки подстилающей поверхности, увлажненные выпавшими за различные интервалы времени осадками. 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 путем умножения площадей между изогиетами на среднюю сумму осадков между ними. Конечным результатом одного осадкообразующего процесса над данной территорией являются сформировавшиеся поля осадков.

Сформировавшееся поле обложных дождей, как правило, характеризуется большой площадью пятна с наибольшей интенсивностью осадков и плавным уменьшением суммы осадков от центра к его краям. Размеры изолированных пятен изменяются от сотен метров для ливневых дождей до сотен километров для обложных. Форму изолированных пятен ливневых дождей приближенно можно представить в виде эллипса. Отношение дли

ны большой оси эллипса к малой ($l_б/l_м$) зависит от площади пятна (S) и принимает примерно следующие значения:

S, км²	1300	2600	5200	10 400	21 000
$l_б/l_м$	2,8	3,2	3,5	3,7	4,0

Некоторые пятна в полях короткопериодных осадков часто располагаются вдоль некоторых линий, образуя полосовую структуру. Выделяют шесть видов систем полос полей короткопериодных осадков: полосы теплого фронта и теплого сектора циклона, узкого и широкого холодных фронтов, полосы волнового возмущения и полосы за фронтами. Полосы осадков теплого фронта имеют среднюю ширину 50 км и ориентированы параллельно приземной линии теплого фронта. Полосы осадков теплого сектора циклона имеют такую же ширину и располагаются, как правило, параллельно линии холодного фронта. Аналогичные размеры и ориентацию имеют полосы широких холодных фронтов. Полосы осадков узких холодных фронтов имеют ширину около 5 км и также ориентированы вдоль холодного фронта. Полосы осадков волновых возмущений на фронте выражены наиболее четко и имеют ширину 10...20 км. Зафронтальные полосы осадков возникают за холодными фронтами, а их ширина равна 20...50 км.

В результате влияния рельефа местности на выпадение атмосферных осадков поля осадков различаются по площади, времени образования, характеру распределения сумм осадков по площади и т. д. Многообразие факторов, влияющих на формирование полей осадков, обусловливает большое разнообразие последних.

Площадь водосбора представляет собой совокупность отдельных площадей, отличающихся друг от друга видом покрытия, уклоном и другими условиями, вследствие чего учесть все факторы, влияющие на процесс формирования дождевого стока на локальных площадях водосбора, практически невозможно. В связи с этим водосбор рассматривается как система с неизмеряемыми параметрами, а водный режим определяется в замыкающих створах. В расчетную площадь стока вводится поправочный коэффициент η, учитывающий неравномерность распределения выпавшего дождя по площади

В результате обработки материалов наблюдений взаимосвязи суммы осадков за период выпадения дождя, средней по площади, с максимальной суммой осадков в одной точке этой площади влияние неравномерности выпадения дождей по площади (при $F \leqslant 100$ км²) рекомендуется учитывать по формуле ЛНИИ ГХ:

$$\eta = 1/(1 + 0{,}001F^{2/3}),$$

где F — площадь бассейна стока, га.

Для определения расчетных расходов дождевых вод неравномерность выпадения осадков по площади целесообразнее выражать через среднюю интенсивность выпадения осадков 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. А. В. Благонравов (ЛИСИ) предложил определять коэффициент η в виде двучленного полинома:

$$\eta = a + b/\sqrt{i_{max}},$$

где a и b — параметры, зависящие от площади водосбора; i_{max} — максимальная интенсивность дождя в точке, мм/мин.

На основании сопоставления средних интенсивностей дождя в Ленинграде за 10-минутный интервал времени с максимальной интенсивностью на площадях стока 215, 150, 108, 69 и 48 км^2 получены следующие параметры a и b:

F, км^2	27,6	48,4	62,1	86,8	97,8	121,7	142,7	166	186,2	210,4
a	0,436	0,260	0,198	0,177	0,121	0,101	0,093	0,084	0,0	0,093
$b \cdot 10^6$	505	831	788	657	691	706	658	635	613	535

В случае расчета интенсивности выпадения дождя на небольших участках города, например для подсчета осадков, выпадающих на крыши и автостоянки, можно считать, что на всей их площади она равномерна и перемещением ливня допустимо пренебрегать.

В Англии коэффициент неравномерности η определяют в функции от площади водосбора и продолжительности ливня по графикам. Этот коэффициент может меняться в зависимости от климатических условий, сезона года и рельефа местности.

2.4. Формирование дождевого стока

Дождевые стоки образуются в водоотводящих коллекторах в результате сравнительно кратковременного поступления в них больших количеств воды после выпадения дождя. Рассмотрим процесс формирования дождевого стока в произвольном бассейне (рис. 2.4) площадью F, на которой выпадает дождь. Изменение количества выпавших осадков характеризуется графиком на рис. 2.5. Стекание воды с бассейна происходит вдоль линии $АБ$ в сторону сечения $Б$. С помощью *изохрон*, т. е. линий равного времени добегания воды со склонов бассейна до конечного сечения $Б$, всю площадь F разобьем на площади одновременного стока f_1, f_2, f_3, f_4 и f_5, отвечающие продолжительности добегания соответственно 1, 2, 3, 4, 5 мин.

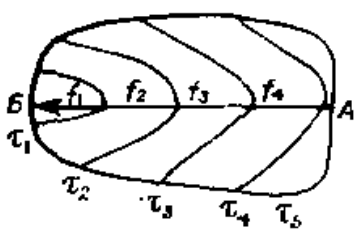


Рис 2.4 Бассейн стока

В первую минуту от начала дождя к сечению $Б$ поступит вода с площади f_1, на которую за этот период выпал слой осадков h_1; ее количество можно определить по формуле

$$Q_1 = f_1 h_1.$$

На 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, т. е.

$$Q_2 = h_1 f_2 + h_2 f_1.$$

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

$$Q_3 = h_1 f_3 + h_2 f_2 + h_3 f_1.$$

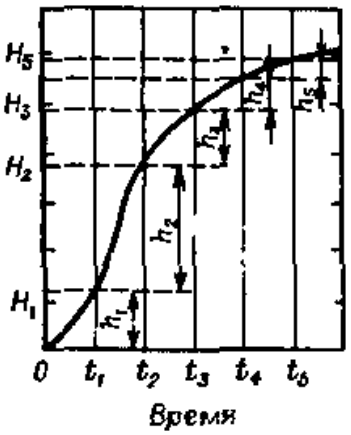


Рис. 2.5. Кривая изменения слоя осадков при выпадении дождя

Через 5 мин, когда к сечению $Б$ поступит вода со всего бассейна, ее количество составит

$$Q_5 = h_1 f_5 + h_2 f_4 + h_3 f_3 + h_4 f_2 + h_5 f_1.$$

Вообще говоря, для любого момента времени t_i величины h_i есть приращения количества выпавшего осадка H за отрезок времени Δt, т. е. $h_i = i\Delta t$, а величины f_i — приращения площади стока F за единицу времени (в 1 мин).

Общее выражение для расхода в любой момент времени T можно записать в виде:

$$Q_T = \int_0^T i_t f_{T-t} dt \qquad (2.1)$$

В таком виде формула (2.1) получена член-корр. АН СССР А. Великановым путем строгого математического анализа. Эта формула применима, когда в пределах времени T наблюдается выпадение дождя ($i_t > 0$), т. е. $0 < T \leqslant T_д$, где $T_д$ — общая продолжительность дождя, и нарастание площади стока ($f > 0$), т. е. $T < \tau_c$, где τ_c — время добегания воды от наиболее удаленной точки бассейна. Для моментов же времени $T > \tau_c$, когда первые капли дождя уже стекут со всех точек площади и пройдут через сечение $Б$, формулу (2.1) можно записать так:

$$Q_T = \int_{T-\tau_c}^{T} i_t f_{T-t} dt.$$

Если дождь кончился, а осадки, выпавшие в самом начале дождя, будут стекать с части площади, ограниченной изохронами $\tau = T$ и $\tau = T - T_д$, т. е. когда $T < \tau_c$, но $\tau > T_д$, то формулу (2.1) нужно записать в следующем виде:

$$Q_T = \int_{T-T_д}^{T} i_t f_{T-t} dt.$$

Наибольший расчетный расход в конечных сечениях и время его наступления для рассматриваемого участка зависят от законов изменения интенсивности выпадения дождя $i=f(t)$ и нарастания площадей стока $f=\varphi(i)$.

При равномерном нарастании площадей f, т. е. при равенстве площадей между изохронами, когда величина f определяется как отношение всей площади стока F_c к полному времени добегания τ_c ($f=F_c/\tau_c$), исходя из формулы (2.1) максимальный расход будет определяться выражением

$$Q_{max}=(F_c/\tau_c)\int_0^{\tau_c} i dt=F_c H_{max}/\tau_c=F_c i_{\tau_c} \qquad (2.2)$$

Здесь $H_{max}=\int_0^{\tau_c} i dt$ — наибольшее количество осадков, выпавшее за время τ_c, которое может быть найдено по кривой выпадения дождя (см. рис. 2.5); $i_{\tau_c}=H_{max}/\tau_c$ — средняя интенсивность дождя для периода продолжительности $t=\tau_c$.

Таким образом, *расчетный расход* равен произведению общей площади бассейна стока на среднюю интенсивность выпадения дождя за период времени, равный продолжительности стекания воды от наиболее удаленных точек бассейна (времени добегания). Если в формулу (2.2) подставлять значение интенсивности дождя, полученное путем выборки в каждом отдельном дожде максимальных интенсивностей для различных продолжительностей, т. е. максимальную интенсивность для отрезка продолжительности осадков τ_c, то расход воды в расчетном сечении в момент времени $t=\tau_c$ будет наибольшим. В последующее время хотя и будет наблюдаться сток воды со всего бассейна, но расход ее будет меньше из-за меньшей величины средней интенсивности. На этом принципе основан способ вычисления расхода по предельным интенсивностям: максимальный расход в каком-либо сечении равен произведению площади бассейна стока на интенсивность дождя, отвечающую периоду продолжительности, равному времени добегания воды от наиболее удаленных точек бассейна.

Способ определения расхода по предельным интенсивностям приведен для равномерного нарастания площадей стока при любом ходе выпадения дождя. Но он, как это нетрудно получить из (2.1), справедлив и для неравномерного нарастания площадей стока при постоянной интенсивности дождя. Фактически выпадение дождя с постоянной интенсивностью — явление в природе редкое.

2.5. Расчетные формулы интенсивности выпадения дождей

Для технических расчетов важной характеристикой дождя является *интенсивность выпадения*. Для расчета максимальных расходов дождевого стока на водосборах с разным временем до-

бегания воды требуется знать наибольшие слои осадков H/τ, мм, и наибольшую среднюю интенсивность дождя $q=H/\tau$ за разные интервалы времени τ, мин, в данном дожде или среди других дождей, а также вероятность повторения этой интенсивности. Эти характеристики можно определить статистической обработкой материалов наблюдений самописцев дождей. Записи 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. В настоящее время на территории СССР имеется широкая сеть метеорологических станций (более 3000), где установлены самопишущие дождемеры.

Широко известен способ расшифровки данных о выпадении дождей по записям самопишущих дождемеров, разработанный в ЛенНИИ АКХ по заранее намеченным периодам времени. Задаваясь каким-либо периодом времени (например, 5, 10, 15, 20... мин), для каждого из них по записи плювиографа отыскивают участок, на котором зафиксированы данные о наибольшем количестве осадков, образовавшихся при выпадении дождя этой продолжительности. Средняя интенсивность дождя на участке и будет наибольшей в принятом периоде времени. Для принятых периодов времени расшифровываются записи всех дождей, выпадающих в данной местности.

С целью вывода расчетных зависимостей полученные вышеописанной расшифровкой максимальные интенсивности для разных периодов продолжительности группируются в убывающем порядке по каждому периоду времени. 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. $p=N/m$ лет, где m — номер этой интенсивности в убывающем ряду. Для любого выбранного периода превышения получается ряд максимальных интенсивностей, отвечающих 5, 10, 15, 20, 30... мин. По полученным данным на логарифмической сетке строятся графики зависимости $q=f(t)$. Эту зависимость между интенсивностью и продолжительностью можно выразить формулой вида

$$q = A/(t + b)^n,$$

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

В пределах изменения продолжительности дождя от 5 до 200 или 350 мин эта эмпирическая формула при соответствующем подборе параметров дает достаточно точное значение интенсивности. Наиболее простой и удобной является степенная зависимость при $b=0$

$$q = A/t^n, \qquad (2.3)$$

которая рекомендуется СНиП 2.04.03 85 для расчета дождевых сетей водоотведения. Параметры A и n обычно определяют методом наименьших квадратов:

$$n = [\Sigma \lg q_i \Sigma(t_i + b) \quad \nu \Sigma \lg q_i \lg(t_i + b)]/[\nu \Sigma \lg^2(t_i + b) - (\Sigma \lg(t_i + b))^2], \qquad (2.4)$$

$$\lg A = (\Sigma \lg q_i + n \Sigma \lg(t_i + b))/\nu, \qquad (2.5)$$

где ν — число взятых периодов продолжительности дождей (число условных точек на графике); q_i, t_i — соответствующие величины максимальных интенсивности и продолжительности

Значения n и A зависят от периода превышения p. Осредненные показатели степени n для разных периодов p и определенные по формуле (2.5) соответствующие параметры A для среднего значения n_{cp} представлены М. В. Молоковым в виде изолиний n и q_{20} на карте территории СССР. Сделаны попытки установить зависимость n от p для районов Средней Азии, Азербайджана, районов Волгограда и Астрахани. Г. А. Алексеев (ГГИ) предложил для различных климатических районов ординаты кривых изменения наибольшей средней интенсивности дождя за интервалы времени 5, 10, 20, ..., 720, 1440 мин определять для четырех интервалов вероятности превышения ($p_в \leqslant 25\ \%$; $25\ \% < p_в \leqslant 50\ \%$, $50\ \% < p_в \leqslant 75\ \%$ и $p_в > 75\ \%$). В Управлении гидрометеослужбы (УГМС) при обработке осадков территории Советского Союза была разделена на 201 климатический район однородный по характеру выпадения дождей. Значения n и A для этих районов и соответствующих четырех интервалов периода превышения ($p \geqslant 3{,}5$ года; $3{,}5 > p \geqslant 1{,}45$; $1{,}4 > p \geqslant 0{,}7$ и $p < 0{,}$ года) даны в справочнике [16].

Г. А. Алексеевым установлено, что эмпирические кривые распределения вероятностей превышения наибольших слоев осадков $H_{tp} = f_t(p_в)$ за разные интервалы времени t и календарных суточных осадков $H_p = \varphi(p_в)$ по своей форме, как правило, одинаковы, поэтому отношение $H_{tp}/H_p = \psi(t)$ представляет собой практически однозначную возрастающую функцию $\psi(t)$ для климатического района с однородным характером выпадения дождей, а отношение $\psi(t)/t = \bar{q}$, л/(с·га·мм) — районную кривую (т. е. кривую редукции) уменьшения наибольшего значения средней интенсивности дождя за любой интервал времени. Ординаты этой кривой $\bar{q}(t)$ даны в справочнике [16].

Зная по данным многолетних наблюдений для интересующего нас населенного пункта только высоту слоя суточных осадков заданной обеспеченности H_p, с помощью районных расчетных кривых средней интенсивности дождя $\bar{q}(t)$ по формуле

$$q_{tp} = H_p \bar{q}(t) \qquad (2.6)$$

можно определить расчетную интенсивность заданной обеспеченности q_{tp} за любой интервал времени t. Этим приемом осуществляется приведение значений q_{tr} к многолетнему периоду наблюдений и к местному значению в данном пункте рассматриваемого района. В таком случае параметр A в формуле (2.3) выражается через величины суточных осадков H_p, мм, заданной вероятности превышения, и относительной интенсивности $\overline{q}_{20}$ 20-минутной продолжительности, л/(с·га·мм), постоянной для рассматриваемого района.

$$A = H_p A_K = 20^n \overline{q}_{20} H_1 = 20^n q_{20p} \qquad (2.7)$$

Здесь $q_{20p} = H_p \cdot \overline{q}_{20}$ - интенсивность дождя 20-минутной продолжительности с периодом однократного превышения p, л/с на 1 га

Суточные осадки H_p различной обеспеченности могут быть вычислены по формуле:

$$H_p = \overline{H}(1 + c_v \Phi) \qquad (2.8)$$

где $\overline{H}$ — среднее значение суточного слоя осадков; Φ — нормированные отклонения от среднего значения, зависящие от обеспеченности p, и коэффициента асимметрии c_s, c_v — коэффициент вариации [16]

Если $c_s \geqslant 3c_v$, то значения Φ следует брать для *логарифмически нормальной кривой* обеспеченности (прил. 3), а при $c_s < 3c_v$ - по биноминальной кривой (прил. 4). Кривую распределения среднего числа превышения в год максимальных суточных осадков H_p предоставляется возможным выразить уравнением:

$$H_t = k_\beta (\lg m_t p)^{1/\beta} H_1 / m_t, \qquad (2.9)$$

где k_β — коэффициент, зависящий от показателя степени; m_t и H_1 - соответственно условное среднее число дождей за теплый сезон (с апреля по октябрь) и среднее количество осадков, мм:

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

Рассчитанные параметры q_{20p}, m_t и β приведены в справочнике [16]. Для севера европейской части СССР и Западной Сибири, для Кавказского побережья Черного моря и бассейна р. Куры, для Казахстана и Кузнецкого Алатау β = 0,75, для востока Украины, низовья Волги, Южного Крыма, Ставропольской возвышенности, побережья Каспийского моря, предгорья Алтая β=0,55, для района Ленкорани и восточного побережья Каспийского моря β=0,45, а для остальной территории СССР β = =0,65. С учетом (2.9) зависимость интенсивности дождя от периода однократного превышения p можно выразить так:

$$q_{20t} = q_{20}(1 + \lg p / \lg m_t)^{1/\beta},$$

где q_{20} — интенсивность дождя для данной местности продолжительностью 20 мин при p = 1 год, л/с на 1 га

2.6. Коэффициент стока

Значительная часть воды, достигающей земли в виде осад ков, в сток не превращается. Осадки, поступающие на поверх ность земли, распределяются по разным емкостям и путям стока Часть воды впитывается в почву и накапливается в понижения местности, а часть задерживается растительным покровом и ис парается. Доля осадков, которая превышает величину инфиль трации, расходуется на образование пленки и на заполнение бессточных неровностей на поверхности, т. е. расходуется на так называемое *поверхностное задержание*. В зависимости от укло на поверхности поверхностное задержание колеблется в пре делах от 3 до 40 мм. Идущая на поверхностный сток и перехва тываемая дождеприемниками часть осадков (за вычетом потер на перехват, испарение в период ливня, аккумуляцию в неров ностях поверхности и инфильтрацию) представляет собой *об щий слой стока*. Количество перехваченной воды зависит от ха рактера ливня, вида и плотности поверхностного (растительного) покрова и сезона года. Потери воды за счет перехват, особенно существенны на плотных лесных массивах, где они до стигают 20 % суммарных годовых осадков. Хорошо развито дерево может задержать до 1,5 мм слоя осадков. Слабые дожд (со слоем осадков до 0,25 мм) могут быть перехвачены полно стью, а дожди слоем больше 1 мм чаще всего теряют на пере хват от 10 до 40 %. Возможный суммарный перехват осадко деревьями находится в пределах 2.. 10 мм.

Среднее годовое испарение меняется от 200 мм в условия холодного влажного климата, до 2000 мм в жарких засушливы районах. Его максимальная интенсивность может достига 0,3 мм/ч. Хотя интенсивность испарения мала по сравнению интенсивностью осадков (например, сильный дождь может иметь интенсивность более 10 мм/ч), испарение продолжается после прекращения дождя, поэтому общие потери с крупны водосборов могут быть значительными.

Потери воды на поверхностное задержание примерно состав ляют 5 мм для песчаного грунта, 4 мм для суглинка, 2,5 мм для глины, 6,3 мм для проницаемых городских площадей и 1,6 мм для мостовых. Для обычных городских поверхностей слой за держания может быть принят равным 2,5 мм. Инфильтрация влияет на величину стока, его начало и ход во времени. Ско рость, с которой вода впитывается в почву и просачивается через ее поверхностный слой, сильно зависит от состояния поверх ности земли и аккумулирующей способности почвы. Зависи мость стока от осадков весьма сложна и определяется характе ром ливня, предшествующей гидрометеорологической обстанов кой и особенностями водосбора. Наиболее простое приближен

ное соотношение между годовыми величинами стока $H_{ст}$ и осадков $H_{ос}$ можно представить в следующем виде:

$$H_{ст} = 0{,}57\,(H_{ос} - 1{,}0)$$

Процесс формирования гидрографа поверхностного стока зависит от совместного влияния продолжительности и интенсивности дождя, от физико-географических факторов водосбора, определяющих его регулирующую способность. Время от начала стока до его пика зависит от интенсивности и продолжительности дождя, размера, уклона, формы и регулирующей способности водосбора. После прохождения максимального расхода, сформированного отдельным ливнем, сток вступает в фазу спада. В этот период источником поступления воды становятся в основном запасы, аккумулированные на поверхности водосбора. На интенсивность инфильтрации влияют многие характеристики почвенного покрова (свойства почвы, травяной покров, метеорологические условия и т. д.).

За период выпадения ливня интенсивность инфильтрации будет постепенно уменьшаться по мере наполнения водой пор и подъема уровня воды в почве. Снижение интенсивности инфильтрации можно выразить так:

$$q_{ин} = q^{у}_{ин} + (q^{0}_{ин} - q^{у}_{ин})e^{-kt},$$

где $q_{ин}$ — интенсивность инфильтрации в момент времени t; $q^{у}_{ин}$ — установившаяся интенсивность инфильтрации, $q^{0}_{ин}$ — начальная интенсивность инфильтрации; k — коэффициент снижения инфильтрации

Типичные значения интенсивности инфильтрации к концу первого часа от начала процесса $q^{у}_{ин}$ для площадей, покрытых дерном, составляют 13...25 мм/ч для песчаных почв, 2,5...13 — для суглинка, глины и 0,25...2,5 — для глины и жирного суглинка. Оголенные почвы после непрерывного увлажнения почвы в течение 1 ч имеют следующую интенсивность инфильтрации: 13...25 мм/ч для песчаных рыхлых почв (хорошо проницаемых), 3...13 — для суглинков (среднепроницаемых) и 0,3...2,5 — для глины и малопроницаемых плотных почв. При наличии травяного покрова эти значения могут быть увеличены в 3,0...7,5 раза. Значения $q^{0}_{ин}$ могут меняться от 200 мм/ч на голой глинистой почве до 900 мм/ч на засеянной супеси.

При хорошем состоянии травяного покрова на малых водосборах можно принять, что интенсивность фильтрации, мм/ч,

$$q_{ин} = 0{,}53 + 2{,}47e^{-0{,}57t},$$

t — время от начала дождя, ч.

С начала выпадения дождя запас подземных вод постепенно увеличивается до тех пор, пока почва не насытится влагой. В

этот момент интенсивность образования стока становится равной интенсивности осадков. Следовательно, стокообразующая доля осадков возрастает по мере приближения величины запаса подземной влаги к ее значению при насыщении $H_{нас}$ (мм).

По данным службы охраны почв США (СОП), полученным при исследовании различных типов почв, начальное задержание стока составляет $0{,}2\,H_{нас}$. Если предположить, что соотношение между слоем стока $H_{ст}$ и слоем осадков $H_{ос}$ пропорционально отношению между пополнением запаса подземных вод на водосборе $H_{пп}$ и запасом в момент насыщения, то

$$H_{ст}/(H_{ос} - 0{,}2H_{нас}) = H_{пп}/H_{нас} \qquad (2.10)$$

Поскольку $H_{пп} = H_{ос} - H_{ст} - 0{,}2H_{нас}$, получим

$$H_{ст}/H_{ос} = (1 - 0{,}2H_{нас}/H_{ос})^2/(1 + 0{,}8H_{нас}/H_{ос}) \qquad (2.11)$$

При $H_{ос} < 0{,}2H_{нас}$ $H_{ст} = 0$.

В прил. 5 приведены данные максимального накопления влаги ($H_{нас}$) для различных типов 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

Отношение объема поверхностного стока на водосборе в течение одного ливня к общему объему осадков, выпавших за время этого ливня, называется коэффициентом поверхностного стока Формула (2.11) позволяет вычислить Ψ для отдельного дождя 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 *:

$$h_p = (\sqrt{H_p} - \sqrt{H_0})^2. \qquad (2.12)$$

Высоту слоя начальных потерь в первом приближении можно оценить из соотношения между интенсивностью инфильтрации $k_{инф}$ и климатическим параметром $\gamma_{кл}$:

$$H_0 = k_{инф}/\gamma_{кл}$$

Для непроницаемых грунтов, асфальта и бетона (по М Ф Срибному) $k_{инф} = 0{,}05$ мм/мин, для грунтовой поверхности - 0,5 мм/мин Значение $\gamma_{кл}$ для степной зоны находится в пределах 0,05..0,06 мин, для лесостепной зоны 0,04 0,05 мин, для лесной зоны и районов муссонных дождей 0,03.. 0,04 мин Высоты слоя потерь для ряда поверхностей даны в табл 2

Для оценки средних годовых объемов стока важно знать коэффициент *годового стока* $\psi_г$ Если высоту слоя дождевого сто-

* Формула Г А Алексеева

Таблица 2.3 Значения коэффициента z, учитывающего вид покрытия, и ψ_0 и слоя начальных потерь H_c в первом приближении для некоторых поверхностей стока

Вид поверхности	ψ_c	z	H_c, мм
Кровли и асфальтобетонные покрытия дорог	0,95	0,33 ... 0,24	До 0,1
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	4,0
Гравийные садово-парковые дорожки	0,3	0,09	6,5
Грунтовые поверхности (спланированные)	0,2	0,064	9,5
Газоны	0,1	0,038	14,0

ка повторяемостью $s = 1/p$ раз в году принять по (2.12), а высоту слоя осадков H_p по (2.9), то при среднем числе дней с дождевым стоком за теплый сезон s_c среднегодовой объем стока будет равен

$$W_r = 10F\int_0^{s_c} h_p ds. \qquad (2.13)$$

Среднее число дней за теплый сезон s_0, дающих дождевой сток, найдем из (2.12) при условии, что $h_p = 0$:

$$s_0 = m_r \exp\left[-2{,}3(H_c/h_a)^{\beta}\right],$$

где $h_a = k_5 H_r/m_r$ — параметр среднего количества осадков за дождь, мм.

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

Путем расчета на ЭВМ интеграла (2.13) получены значения коэффициента стока $\psi_r = W_r/W_{r\,oc}$ (табл. 2.4). По этим данным получена следующая формула

$$\psi_r = 1 - 17{,}27(\beta - 0{,}42)^{0{,}16}/[1 + 16{,}22(\beta - 0{,}42)^{0{,}16} H_c/h_a]$$

Таблица 2.4. Значения коэффициента годового стока ψ_r

H_0/h_a	$\beta = 0{,}45$		$\beta = 0{,}55$		$\beta = 0{,}65$		$\beta = 0{,}75$	
	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	0,60	0,72	0,56	0,76	0,64
0,10	0,44	0,54	0,52	0,47	0,60	0,43	0,66	0,41
0,20	0,33	0,41	0,39	0,34	0,44	0,29	0,50	0,26
0,30	0,26	0,33	0,30	0,26	0,35	0,21	0,39	0,19
0,40	0,22	0,28	0,25	0,21	0,28	0,16	0,31	0,14
0,50	0,18	0,24	0,21	0,17	0,23	0,13	0,25	0,10

При определении расчетных расходов на основании использования данных об осадках в рассматриваемом районе переходят от интенсивности ливня к интенсивности стока на конкретном водосборе, т. е. учитывают потери стока путем умножения интенсивности выпадения осадков q на коэффициент ψ_c, меньший единицы, называемый также коэффициентом стока. Таким образом, *коэффициент стока* в этом случае представляет собой отношение максимальной интенсивности стока определенной повторяемости к средней интенсивности осадков той же повторяемости в предположении соблюдения водного баланса на водосборе, т. е. долю интенсивности осадков, за счет которой достигается максимум стока.

Коэффициентом стока ψ_c учитываются в таком случае начальные потери от аккумуляции воды в неровностях поверхности, от инфильтрации в процессе стока, а также гидродинамика процесса поступления воды с водосбора к расчетному (замыкающему) сечению, для которого вычисляется расход воды Q. На ψ_c влияют время концентрации осадков, условия предшествующего увлажнения, распределение осадков во времени и пространстве, форма гидрографа и другие факторы, которые учесть чрезвычайно трудно. Вследствие этого для ориентировочных расчетов нередко принимают коэффициент стока постоянным в течение всего ливня как среднее значение для разных видов по-

Таблица 2.5 Типичные значения коэффициента стоков Ψ_c при повторяемости дождя один раз в 2...10 лет (по данным США)

Условия водосбора	ψ_c	Условия водосбора	ψ_c
Центральные районы города	0,7...0,9	Промышленные районы с преобладанием легкой промышленности	0,5
Пригородная зона	0...0,7	Районы с тяжелой промышленностью	0,6...0,9
Жилые кварталы	0,6...0,8	Пустоши	0,1...0,3
Домовладения с приусадебными участками	0,3...0,5	Лужайки песчаная почва с уклоном менее 2'	0,05...0,1
Дачные районы	0,2...0,4	с уклоном 2...7'	0,1...0,15
Парки кладбища	0,1...0,3	с уклоном 7' и более	0,15...0,2
Игровые площадки	0,2...0,35	Поверхности с плотной почвой с уклоном менее 2'	0,13...0,17
Железнодорожные пути	0,2...0,4	с уклоном 2...7'	0,18...0,22
Улицы асфальтированные	0,7...0,95	с уклоном 7' и более	0,25...0,35
бетонированные	0,8...0,95		
брусчатка	0,7...0,85		
Шоссейные и щебеночные дороги	0,75...0,85		
Крыши	0,75...0,95		

Примечание. Значения коэффициента стока ψ_c при повторяемости 5...100 лет можно получить умножением приведенных в таблице значений на 1,2...1,3.

верхности независимо от характера дождя (табл. 2.5). Если потери не зависят от интенсивности осадков, значение ψ_c должно возрастать с увеличением их интенсивности. После того как часть осадков израсходуется на начальные потери, установится состояние равновесия и начнется сток, чем сильнее будет дождь, тем больше будет доля стока от общей суммы осадков.

Р. Л. Росемилером предложена следующая эмпирическая формула для расчета ψ_0 по нескольким переменным:

$$\psi_0 = 0{,}77\left(\frac{254}{254 + H_{нас}}\right)^{3} i_{д}^{0{,}2} \cdot p^{0{,}6} \left(\frac{25{,}4}{H_{нас} + 25}\right)^{0{,}2(1 - \delta F_{непр})} \times \left(\frac{\delta F_{непр} + 1}{2}\right)^{0{,}7},$$

где $i_д$ — уклон поверхности; p — интенсивность осадков, мм/мин; $\delta F_{непр}$ — доля водонепроницаемой площади водосбора.

В ЛНИИ АКХ было установлено, что коэффициент стока зависит от интенсивности q, л/с на 1 га, и продолжительности t, мин, дождя и эта связь выражается формулой

$$\psi_t = z q^{n-1}, \qquad (2.14)$$

где z — коэффициент вида поверхности (табл. 2.3).

Коэффициент z для водонепроницаемых поверхностей зависит от параметра интенсивности дождя A, входящего в формулу (2.3), и его можно выразить нижеследующей зависимостью:

$$z = 986/(2780 + A).$$

Если в формулу (2.14) подставить значение q по (2.3), то будем иметь $\psi_t = A^{n-1} z / t^{1-n}$.

Дождевая сеть водоотведения обычно обслуживает территории, имеющие различные поверхности — с покрытиями и без них. Для упрощения расчетов сети в этих случаях находят среднее значение коэффициента стока. Его определяют путем умножения относительной площади водосбора (с покрытием или без него) на соответствующий коэффициент. Сумма полученных значений дает среднее значение коэффициента стока.

2.7. Определение максимальных расчетных расходов дождевых вод

Сток с водосбора, появляющийся при выпадении осадков, будет возрастать до некоторого максимума и затем убывать. Гидрограф представляет собой график расходов воды в различные моменты времени. Форма гидрографа зависит от многих факторов, в том числе от характеристик ливня и рельефа местности. Форма ветви подъема гидрографа зависит от интенсивности концентрации стока. На первой стадии выпадения дождя часть по-

ступивших на водосбор осадков не будет участвовать в сто вследствие аккумуляции воды на поверхности и потерь на ин фильтрацию. В процессе дальнейшего выпадения дождя потер будут уменьшаться и все большее количество осадков начн участвовать в стоке. Поэтому расходы на ветви подъема гидро графа будут возрастать в экспоненциальной зависимости. Чер некоторое время сток с самых удаленных частей водосбора д стигнет замыкающего (расчетного) сечения и расходы переста вут расти. Уменьшению притока (осадков) будет соответств вать ветвь спада гидрографа. Сток будет убывать асимптоти чески.

Метод определения максимального расхода основан на доп щении, что любой водосбор имеет характерное время концентр ции стока, равное времени добегания стока до замыкающег сечения. Данное допущение положено в основу так называемо *способа предельных интенсивностей*.

Положив в основу принцип определения расчетных расходо дождевых вод по предельным интенсивностям, где максимал ный расход получается при одновременном стоке со всего ба сейна, получим следующую формулу для определения расче ного максимального расхода:

$$Q_{max} = \Psi F q_t,$$

где F — расчетная площадь стока, га; Ψ — коэффициент стока; q_t — мак мальная из равновероятных интенсивностей, отвечающая продолжительно t, равной времени добегания T от наиболее удаленной точки a площади ст ка, л/с на 1 га (рис. 2.6) до расчетного сечения b.

Принимая во внимание (2.3) и (2.14), а также величину к эффициента η неравномерности выпадения дождя по площад формулу для определения максимального расхода дождев вод в рассматриваемом сечении запишем в таком виде:

$$Q_{max} = \eta\Psi_0 A F / T^n = \eta z A^{1-z} F / T^{(z-1)n}. \qquad (2.15)$$

Параметры A и n согласно СНиП 2.04.03—85 надлежит оп делять по результатам обработки многолетних записей самопи шущих дождемеров, зарегистрированных в данном конкретно населенном пункте по формулам (2.1 и (2.5). Так как способ расшифров *записей самопишущих дождемеров* я ляется достаточно трудоемким, треб ет известного навыка и длительно периода наблюдений — не менее 1 25 лет, а при длинных рядах наблю ний — более 25 лет (последнее дес тилетие вносит для некоторых пунк

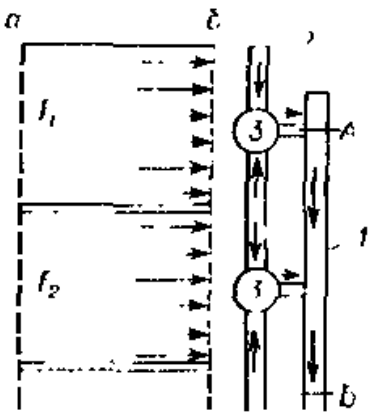


Рис. 2.6. Схема дождевого стока с поверхн сти территории в коллектор
1 — водосток, *2* — лоток, *3* — дождеприемник

существенные изменения характеристик дождевых осадков), расчетную интенсивность дождя можно определять по формуле (2.6) с помощью районных кривых редукции средней относительной интенсивности осадков $\bar{q}(t)$. Поскольку величины ординат кривых редукции $\bar{q}(t)$ медленно меняются по территории и мало зависят от расчетной обеспеченности, это позволило в Указаниях по расчету дождевых максимумов стока в качестве расчетных принять для всей территории СССР 34 типа кривых редукции осадков (для $p_в < 25\ \%$). Исходя из территориальной устойчивости кривых редукции приняты параметры кривой редукции относительной интенсивности осадков $\bar{q} = A_к/t^n$ продолжительностью 10. 150 мин и для $p_в > 25\%$ (см. прил. 6).

Наибольший слой суточных осадков требуемой обеспеченности, определяемый по формулам (2.6) и (2.7) с учетом местных условий, следует находить непосредственно по данным измерений осадкомером путем построения кривой обеспеченности $H_p = f(p_в)$ по (2.8) или в первом приближении по формуле (2.9) В прил. 7 приведены необходимые для таких расчетов парамет ры, найденные для характерных городов Советского Союза. При отсутствии обработанных данных СНиП 2.04.03· ·85 допускает определять параметр A по формуле

$$A = q_{20} 20^n (1 + \lg p/\lg m_r)^\gamma,$$

где $\gamma = 1/\beta$

Значения n, β и m_r приведень в прил. 6; q_{20} на карте изолиний (см. СНиП 2.04.03 85, прил. 14).

Время T складывается из времени поверхностной концентрации $t_{пов}$, т. е. времени добегания выпавшей капли дождя от границы расчетной площади стока до *уличного лотка* (расстояние от точки *а* до точки *б*), времени добегания капли по уличному лотку до дождеприемника $T_л$ (расстояния от точки *б* до точки *3*) и времени добегания капли от дождеприемника до расчетного сечения $T_{тр}$ (от точки *3* до сечения *Б*). Определенный таким образом расчетный расход будет максимальным для данного бассейна при любом характере изменения интенсивности в процессе выпадения дождя, но при условии равномерного нарастания площадей стока в бассейне

В практике могут встречаться 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 при соответственно меньшей расчетной продолжительности, равной времени добегания по этой части площади. Такое положение возникает в следующих случаях: при резкой неравномерности распределения площадей стока по длине водостока; при значительной разнице в коэффициентах стока,

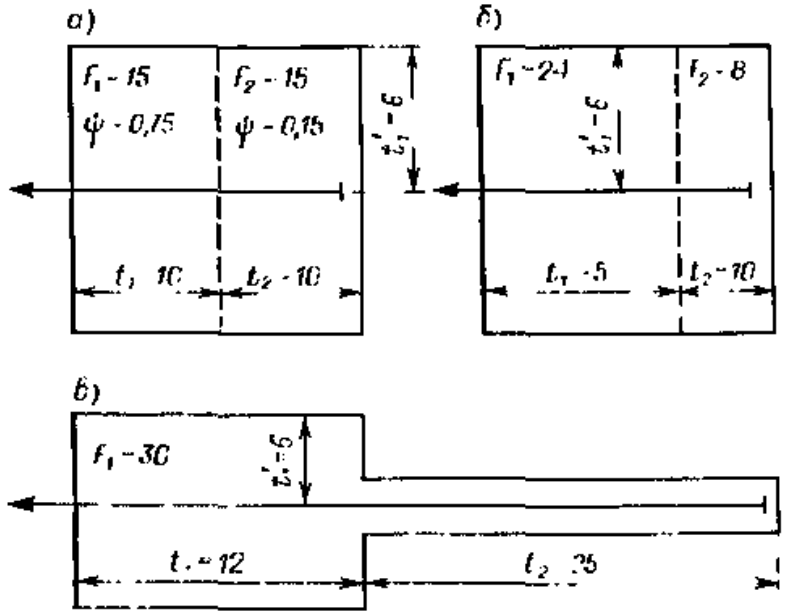


Рис. 2.7 Схемы бассейнов

а - с различными коэффициентами стока, *б* — с неодинаковыми уклонами поверхно... *в* — с неравномерным распределением площадей

например в верховой и низовой частях бассейна; при резко различии уклонов поверхности земли по трассе длинного водо стока и при стоке с двух самостоятельных несмежных бассейнов

Анализ показал, что условия образования максимальног расхода с площади бассейна создаются лишь при резко выра женных уклонах стока, а также при совпадении двух или тре указанных случаев, когда разница в расходах воды со всего бас сейна и с части площади F не превышает 10 % (рис. 2.7). Сле довательно, в таких случаях надо проверять расчеты и за ра счетный принимать максимальный расход. Это касается в основ ном бассейнов с длинными водостоками, время протока по кот рым более 300 мин, что значительно превышает время повер ностной концентрации.

Способ предельных интенсивностей оказывается неприменим в случаях слияния двух потоков, когда один из коллекторов от водит дождевые воды с двух самостоятельных бассейнов, от стоящих один от другого на каком-то расстоянии (рис. 2.8). промежутке между этими бассейнами коллектор не принимае

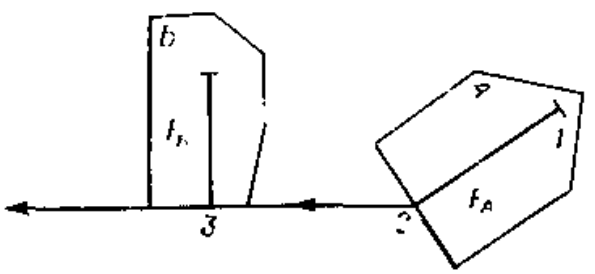


Рис. 2.8. Пример стока с дву бассейнов (*А* и *Б*), обслужив емых одним водостоком

1, 2, 3 — граничные точки участк коллекторов

никаких расходов и поток является транзитным. Максимальный расход в точке 3 может быть сформирован в одном из двух вариантов, рассмотренных ниже.

Максимальные расходы с бассейнов A и $Б$ будут

$$Q_A = A\Psi_A F_A / T_A^n; \qquad Q_Б = A\Psi_Б F_Б / T_Б^n,$$

где T_A и $T_Б$ – время добегания в пределах бассейнов A и $Б$

Расход с бассейна A подойдет к точке 3 за время T_A после начала стока. В первом варианте принимается за основной максимальный расход с бассейна A. Если $T_A + t_{2-3} > T_Б$, расход находим с бассейна $Б$ по продолжительности $T_A + t_{2-3}$ со всей его площади:

$$Q'_Б = A\Psi_Б F_Б / (T_A + t_{2-3})^n.$$

Суммарный расход в точке 3 будет равен $Q_A + Q'_Б$.

Если же $(T_A + t_{2-3}) < T_Б$, то расход с бассейна $Б$ находим также по продолжительности $T_A + t_{2-3}$, но учитываем лишь часть $F'_Б$ бассейна $Б$, с которой успевает стечь вода за время $T_A + t_{2-3}$

$$Q'_Б = A\Psi_Б F'_Б / (T_A + t_{2-3})^n.$$

Суммарный расход в точке 3 определится как сумма расходов $Q_A + Q'_Б$. Во втором варианте за основной принимается максимальный расход с бассейна $Б$ и считается расход с бассейна A по продолжительности $T_Б$. Если $T_Б > (T_A + t_{2-3})$, то расход с бассейна A считается со всей площади F_A $Q'_A = A\Psi_A F_A / T_Б^n$. Если же $T_Б < T_A + t_{2-3}$, то расход с бассейна A находим лишь с той части площади F'_A, с которой успевает стечь вода за время $T_Б$: $Q'_A = A\Psi_A F'_A T_Б^n$. Суммарный расход в точке 3 в первом случае будет $Q_Б + Q'_A$, а во втором – $Q_Б + Q'_A$. Расчетным считается наибольший расход из полученных по первому и второму вариантам

2.8. Сток талых и поливомоечных вод

Сток талой воды – завершающее явление иногда очень длительного процесса, начинающегося после выпадения снега на земную поверхность. Определяющую роль в процессе снеготаяния играют метеорологические факторы. Промежуток времени между началом и окончанием этого процесса может изменяться от часов и суток до нескольких месяцев. В свежевыпавшем снеге отношение объема воды, заключенной в снежном покрове, к объему снега составляет около 10 %, и плотность его изменяется от 0,07 до 0,14 г/см³. 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 небольшую глубину и снова замерзают там при соприкосновении с холодным снегом. В ходе повторного замерзания выделяется скрытая теплота плавления, что повышает температуру снежного покрова. Тепло проникает в глубь снежного покрова из воздуха и почвы. При длительном потеплении вся снежная толща прогревается и наконец достигает температуры 0°. Талая вода начинает стекать через слежавшийся снег, и первые порции удерживаются на снежных кристаллах в виде капиллярной пленочной воды. Плотность снега до этого момента возрастает. При превышении водоудерживающей способности снега талая вода просачивается до грунта и начинается сток воды по поверхности почвы. Если интенсивность таяния снега превышает инфильтрационную способность почвы, то избыточная вода сверху слоя, насыщенного водой, стекает по поверхности.

Если теплая погода не сменяется похолоданием, то процесс таяния поддерживается до полного исчезновения снежного покрова. Качество снега связано с содержанием льда в его слое, т. е. с отношением массы льда, находящегося в снеге, к общей массе снега. Этот показатель качества снега обычно близок к 0,95, за исключением периодов быстрого таяния, когда он может падать до 0,7. Средняя плотность снежного покрова в зимние месяцы составляет 0,2 г/см³, а весной — до 0,3 г/см³.

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 10—20 °С выше температуры поверхности снега при сильных морозах. Среднее значение альбедо в период таяния снега обычно принимается равным 50 %.

Наиболее обоснованным способом расчета интенсивности таяния снега, учитывающим составление *теплового баланса* снежного покрова, является метод Н. Н. Кузьмина. В приближенных расчетах используются эмпирические формулы, выведенные на основе данных метеорологических наблюдений. Так, по формулам 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 температур воздуха и скоростей ветра. Наиболее простым и, конечно, приближенным методом расчета интенсивности таяния снега является расчет с помощью температурных коэффициентов

$$a = k_c \Sigma t_2$$

где k_c — параметр, зависящий от комплекса физико-географических условий, определяющих тепловой баланс толщи снега в период таяния; Σt_2 — сумма положительных среднесуточных значений температуры воздуха на $h = 2$

Параметр k_c характеризует слой талой воды, мм, на 1 °С положительной средней суточной температуры воздуха и называется *коэффициентом таивания*. Его значения меняются по годам и районам, так как 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 $k_c \geqslant 2{,}5$ мм/°С.

Средний многолетний слой стока талых вод h_c с водосборных бассейнов площадью $F > 100$ км² может быть принят по карте изолиний (рис. 2.9). Для малых бассейнов ($F < 100$ км²) 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 h_p различной обеспеченности может быть вычислен по формуле (2.8).

Коэффициент вариации c_v может быть принят по карте изолиний (рис. 2.10), причем при площади бассейна $F = (0...50)$ км² необходимо вводить коэффициент 1,25, а при площади $F = (51...100)$ км² — 1,2. Приближенно коэффициент вариации слоя весеннего стока может быть вычислен по формуле:

$$c_v = [14 - 1{,}3\lg(F + 100)]/(h_c + 16)^{2/3},$$

где F — площадь водосборного бассейна, км²; h_c — средний слой весеннего стока, мм.

Коэффициент асимметрии c_s принимают для разных водосборов равным $2c_v$; для водосборов, расположенных на северо-западе, северо-востоке СССР, — $3c_v$, а для водосборов в горной местности СССР — $(3...4)c_v$. Значения координат Ф принимаются по биномиальной кривой обеспеченности (см. прил. 4). Расчетный расход, л/с, от снегового стока определяется в таком случае по формуле:

$$Q_{cn} = k_0 k_y h_p F/(F + 1)^n,$$

где F — площадь водосборного бассейна, км²; k_y — коэффициент, учитывающий частичный вывоз и окучивание снега, равный

$$k_y = 1 - F_y/F,$$

F_y — площадь, очищенная от снега (включая площадь кровель с внутренними водостоками), рекомендуется принимать $k_y = 0{,}5...0{,}8$.

Коэффициент дружности таяния снега k_0 и показатель степени n берутся по табл. 2.6.

Для малых водосборов ($F = 1...10$ км²) решающим будет не весь запас воды в снеге, который постепенно поступает на водосбор в течение 3—10 суток, а один наибольший из дневных объемов в середине периода снеготаяния. Если считать, что интенсивное снеготаяние начинается в 10 ч утра и заканчивается в

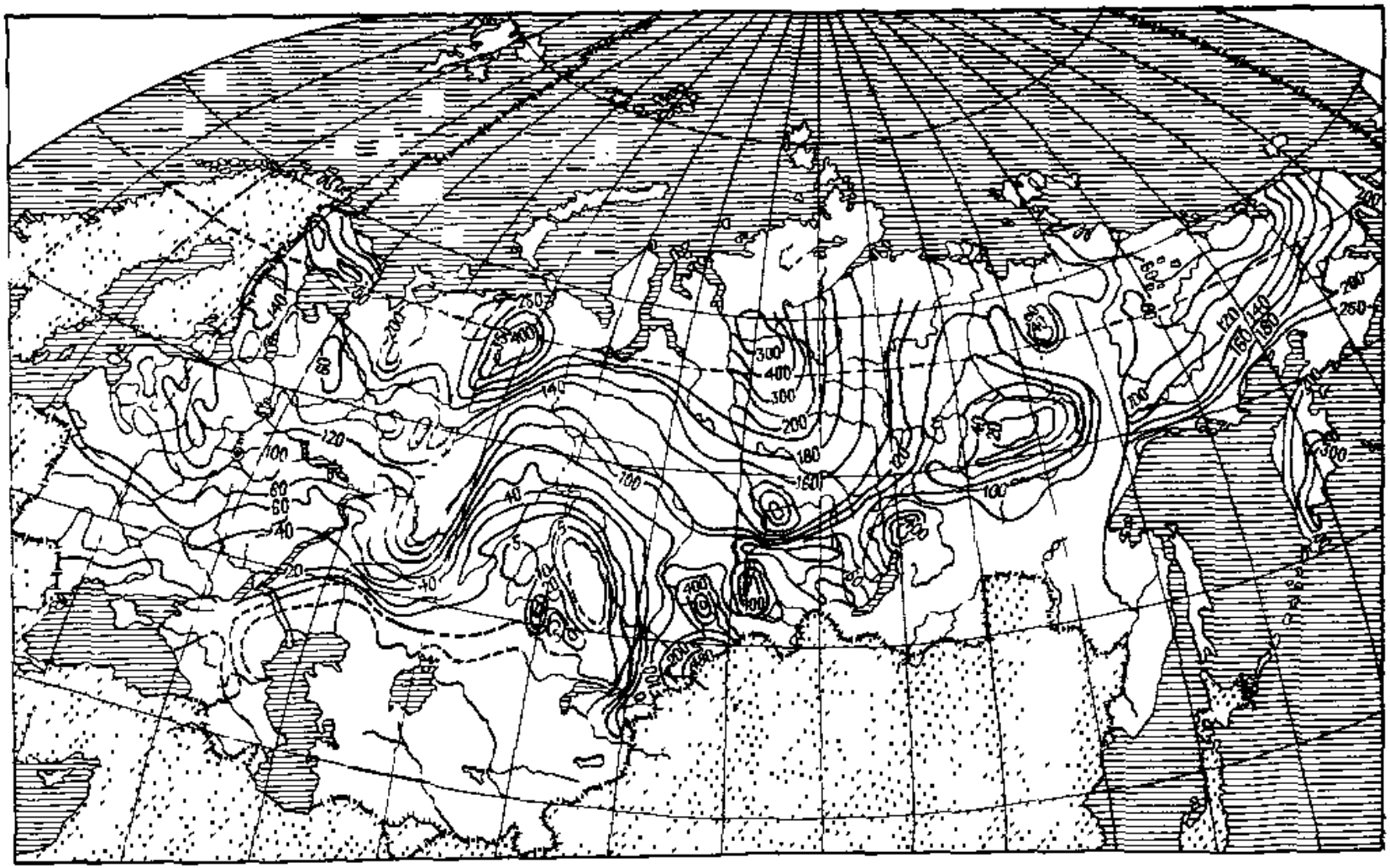


Рис. 23. Карта среднего многолетнего слоя стока талых вод

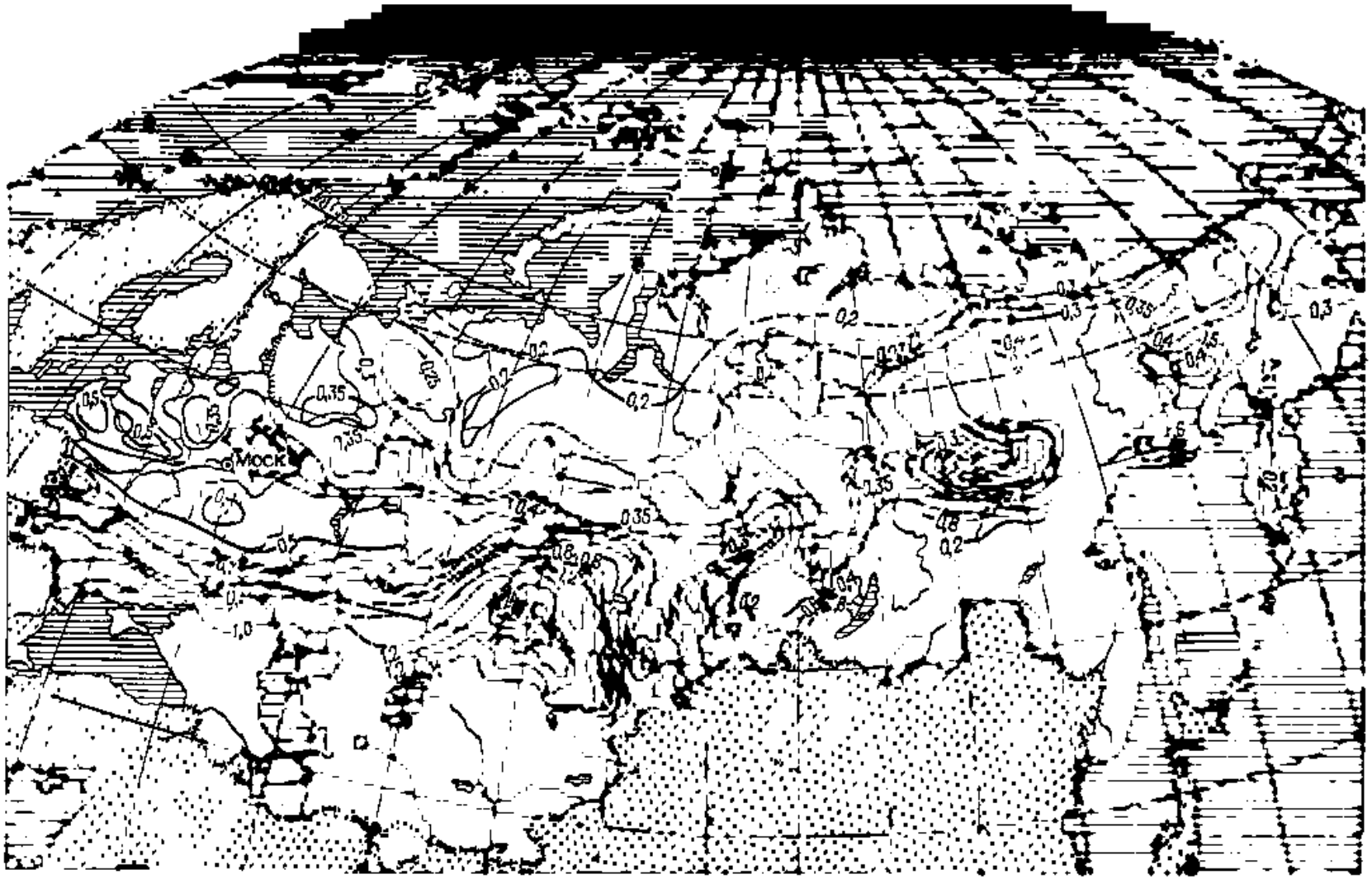


Рис. 2.10 Карта для определения коэффициента вариации слоя стока талых вод

Таблица 26. **Значения K_0 и n для различных зон СССР**

Географическая зона	k_0	n
Лесотундровая зона:		
ЕТС и Восточная Сибирь	10 .6	0,17
Западная Сибирь	103 10	0,25
Лесостепная и степная зоны:		
ЕТС	20...12	0,25
Северный Кавказ	30.. 25	0,25
Западная Сибирь	30 ..15	0,25
Зона засушливых степей и полупустынь		
Западный и центральный Казахстан	60 ..40	0,35
Урал	25...18	0,15
Карпаты	4,5	0,15
Алтай	2,5 ..1,5	0,15
Камчатка	1,0	0,15
Сахалин	1,4...2	0,15

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 ($м^3/с$) талых вод:

$$Q_{сн}=222Fk_0h_t/(4+T),$$

где T — продолжительность стекания воды от геометрического центра водосбора до расчетного сечения, ч.

Иными словами, T время запаздывания пика гидрографа стока против 2 ч дня (времени наступления пика снеготаяния). При этом принимается, что конец стока вечером сдвигается на 2,5 T. Слой стока талых вод h_t за 10 дневных часов с 1 $км^2$ с учетом дождей, проходящих обычно при весеннем стоке, для четырех районов приведены в табл. 2.7.

В табл. 2.7 принята следующая классификация районов нашей страны в зависимости от климатических условий.

Таблица 2.7. **Высоты слоя талых вод, мм, за 10 дневных часов для различных районов СССР**

Районы	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

Район 1. Северная граница: Каунас, Великие Луки, Москва, [illegible]ий, Казань, Свердловск, Тюмень, Новосибирск, южная [illegible] Байкала, район Яблонового и Станового хребтов, побе[illegible]е Охотского моря, Камчатка, южная часть Урала, Саяны, [illegible]ай, хребет Хамар-Дабан, горные районы Карпат и Средней [illegible].

Район 2. Северная граница — до района 3. Южная граница — [illegible]ницы района 1. Прибалтика и Ленинград.

Район 3. К северу от устья р. Мезень и далее к востоку при[illegible] по Северному полярному кругу.

Районы 4. Сальские и астраханские степи, южная часть Си[illegible]. В граничных районах шириной до 20 км принимают сред[illegible]начение двух смежных районов.

[illegible]ля Заволжья можно брать среднее значение слоя между [illegible]ами 1 и 4.

Годовое количество талого снега может быть определено по [illegible] зимних атмосферных осадков. Годовое количество осад[illegible]..в том числе жидких и твердых, может быть принято по [illegible]П 2.01.01—82 (табл. 5) или по метеорологическим справоч[illegible].

Процентное содержание твердых осадков (а следовательно, и [illegible]ых) в среднем месячном количестве всех атмосферных осад[illegible]ориентировочно может быть выражено через среднюю ме[illegible]ую температуру воздуха $t°_{ср.\,мес}$ (для климатической зоны [illegible]итики):

$$l = 50 \cdot 5t°_{ср.\,мес.}$$

[illegible]сток поливомоечных вод с застроенных территорий незначи[illegible] по сравнению со стоком дождевых и талых вод, и его рас[illegible] как правило, не учитывается при гидравлическом расчете [illegible]й водоотведения. Ввиду большой загрязненности этих вод их [illegible] следует учитывать при водохозяйственных расчетах.

По СНиП 2.04.02—84 (табл. 3), на мойку (1 раз в сутки) 1 м² [illegible]ыади покрытий, проездов и площадей расходуется 1,2...1,5 л [illegible]. Коэффициент стока при механизированной мойке может [illegible] принят равным 0,6; в таком случае объем стока моечных [illegible]с 1 га покрытий за сутки составит 9 м³.

Объем поливомоечного стока за год $Q_{год}$, м³, определяется [illegible]формуле

$$Q_{год} = 0{,}09 k_{дор} F a_м$$

где $k_{дор}$ — относительная величина площади дорожных покрытий, % (обычно [illegible] 20%); F — общая площадь бассейна, га; $a_м$ — количество дней, в те[illegible]ре которых производится мойка (для средней полосы СССР около 150).

Удельный среднесуточный за поливочный сезон расход воды [illegible] поливку в расчете на одного жителя можно принимать 50... [illegible] л.

Глава 3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СЕТЕЙ ВОДООТВЕДЕНИЯ

3.1. 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:

1) одновременное движение потока и увеличение его объема от бокового притока в него через дождеприемники новых масс воды; в этом случае расход потока является переменной по длине и во времени величиной;

2) формирование потока в верхней части коллектора и сохранение его объема приблизительно постоянным на рассматриваемом участке, хотя волна дождевого потока при этом движется, меняя свою форму, и распластывается.

Неустановившееся движение потока, ограниченное твердыми стенками трубы, рассматривается как одноразмерная задача. 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. На движение жидкости оказывают влияние силы тяжести, связанные с продольным уклоном i_0 дна трубы, силы инерции, связанные с продольным изменением средних скоростей течения v, и силы сопротивления.

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

$$\partial Q/\partial s + \partial \omega/\partial t = q_л(t); \tag{3.1}$$

$$i_0 - \partial h/\partial s = i_f + \partial v/g\partial t + v\partial v/g\partial s, \tag{3.2}$$

где $q_л$ — боковой приток на единицу длины коллектора, который адекватен дискретному притоку через дождеприемники (рис. 3.1)

Из-за невозможности получения решений этих уравнений в аналитическом виде в настоящее время наибольшее распространение получили численные методы, использующие конечно-разностные представления этих уравнений, причем последними дву-

нерционными членами в
ении (3.2) пренебрегают,
ак порядок их для дож-
х потоков мал по сравне-
с остальными членами. В
ессе наполнения коллек-
от стекающей с поверх-
и водосбора воды происхо-
непрерывное увеличение
по течению как расхода,
и глубины потока. При
свободная поверхность
столь малую кривизну и
разуется так медленно,

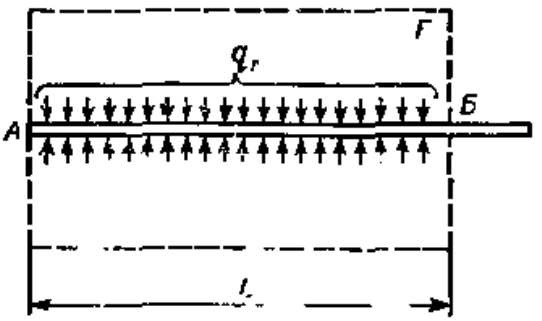


Рис 3.1. Расчетная схема коллектора с линейно распределенным притоком

можно пренебречь отклонениями действительного уклона
одной поверхности от соответствующего этому расходу ук-
ее при установившемся движении. *Уклон трения* выража-
го зависимостям установившегося равномерного движения:

$$i_f = \frac{\lambda}{d_r}\frac{v^2}{2g} = \frac{\lambda}{d_r}\frac{Q^2}{2g\omega^2} = Q^2/K^2, \qquad (3.3)$$

– коэффициент гидравлического трения; d_r и R соответственно гид
ческий диаметр и радиус, $d_r = 4R$, $K = \omega\sqrt{2gd_r/\lambda} = \omega C_ш\sqrt{R}$ мо
расхода, $C_ш$ коэффициент Шези, $C_ш = \sqrt{8g/\lambda}$

оэффициент Шези обычно выражается по формуле
. Павловского:

$$C_ш = R^y/n_ш \qquad (3.4)$$

формуле (3.4) $n_ш$ коэффициент шероховатости, $n_ш =$
013 0,014, $y \approx 1{,}5\sqrt{n_ш}$ — показатель степени, $y \approx 1/6$. Это
ит, что трубопроводы водоотведения работают при равно-
ом движении ($i_0 = i_f$) в квадратичной области сопротивле-
Для таких условий А. А. и Н. А. Лукиных составлены таб
, которые широко используются в проектных организациях.
ы водоотведения обычно работают в переходной области
тивления. В этом случае для определения гидравлического
фициента трения рекомендуется формула Н. Ф. Федорова,
торой коэффициент λ зависит от числа Рейнольдса $Re = d_r/\nu$ (ν кинематическая вязкость жидкости) и относитель-
шероховатости трубы:

$$\lambda = 0{,}25[\lg(\Delta_э/3{,}42d_r + a_ф/Re)]^{-2}, \qquad (3.5)$$

$\Delta_э$ — эквивалентная шероховатость, $a_ф$ коэффициент, учитывающий сте-
турбулентности потока со взвесью (табл. 3.1)

Величины $\Delta_э$ и $a_ф$ зависят от материала трубы, их значения
концентрации взвешенных веществ в сточной воде до
0 мг/л приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1 **Значения коэффициентов $\Delta_э$ и $a_ф$, входящих в формулу (3.5)**

Вид труб	$\Delta_э$, мм	$a_ф$	Вид труб	$\Delta_э$, мм	$a_ф$
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, см^2/с, содержащих $B \leqslant 600$ мг/л взвешенных веществ, из которых около 75 % органические, при температуре от 2 до 25 °С может быть определена по формуле:

$$\nu = \nu_в + 0.0002Bt^{-2},$$

где $\nu_в$ - кинематическая вязкость пресной воды.

Таблицы Н. Ф. Федорова и Л. Е. Волкова учитывают переходную *область сопротивления*, но не принимают во внимание 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 принимались $\Delta_э = 1{,}35$ мм и $a_ф = 90$. В указанных таблицах (прил. 17), *основанных* на формуле (3.4) или (3.5), достаточной геометрической характеристикой сечения является гидравлический радиус, что приводит к завышению пропускной способности труб при наполнениях (0,8...0,9) D в среднем на 12 %.

Исследования свидетельствуют, что при неполном наполнении трубы над свободной поверхностью водного потока образуется *воздушный поток*, который вместе с наличием волн на свободной поверхности и влиянием угловых зон приводит к изменению *распределения касательных напряжений*, образованию вторичных поперечных течений и изменению положения *линий равных осредненных продольных скоростей в сечении*. Эти особенности в таблицах [7] учитываются *приведенным гидравлическим радиусом* $R_{пр} = K_R \cdot R$ и *приведенным модулем расхода* $K_{пр} = K_Q K = K_{Q\omega} C_\omega \sqrt{R}$, значения коэффициентов K_R и K_Q зависят от степени наполнения трубы:

h/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,8	0,9	0,95	1,0
K_Q	1,0	1,0	0,935	0,88	0,88	0,925	1,0	
K_R	1,0	1,0	0,910	0,83	0,83	0,695	1,0	

Автор считает, что при наполнении круглой трубы диаметром D выше половины ($0{,}5 \leqslant h/D \leqslant 1{,}0$) среднюю скорость потока при равномерном движении ($i_0 = i_f$) можно считать не зависящей от степени наполнения и соответствующей полному

полнению трубы, т. е. в формулах (3.3)...(3.5) следует принимать $D_r = D$.

Для лотков проезжей части улиц (рис. 3.2) модуль скорости течения $W = C_ш\sqrt{R}$ или модуль расхода $K = \omega W$ можно выразить через площадь живого сечения потока:

$$W = B_y\sqrt{\omega} \text{ или } K = B_y\omega^{3/2},$$

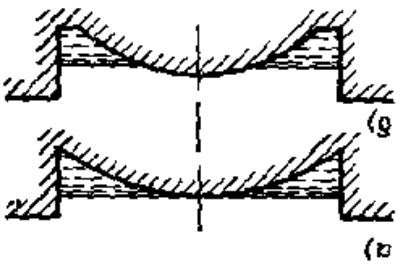


Рис. 3.2 Типы поперечных сечений лотков мостовых

где множитель B_y зависит от шероховатости покрытия; для асфальтированных и бетонных покрытий $B_y = 18\sqrt{c}$.

В прил. 8 приведены модули расхода и скорости для лотков проезжей части улиц шириной b при коэффициенте шероховатости $n_ш = 0{,}017$.

3.2. Понятие о свободной емкости коллекторов и ее заполнении

Особенностью формирования дождевых стоков в канализационных коллекторах является неодновременность возникновения расчетных (максимальных) расходов на разных их участках. Если предполагается использовать трубы почти на всю пропускную способность, то при любой, не равной расчетной, продолжительности дождя они не будут полностью заполнены. Чем выше по трассе расположен трубопровод, тем меньше для него будет время концентрации стока. *Продолжительность расчетного дождя* принимается равной времени концентрации стока для рассматриваемых сечений коллекторов. Для сечений всех последующих труб время концентрации будет больше и соответственно интенсивность дождя меньше. Верхние участки труб, таким образом, будут заполняться частично, а нижние — работать при их расчетной пропускной способности и заполняться полностью. Следовательно, при возникновении расчетного (максимального) расхода на каком-либо участке коллектора другие (и в частности, верховые) будут работать с неполным заполнением, и таким образом на этих участках образуется незаполненная емкость. На целесообразность учета этой свободной емкости указывали многие специалисты (Н. Н. Белов и др.), однако возможность ее использования как регулирующей емкости до сих пор ставится под сомнение (В. И. Калицун).

Заполнение свободной емкости может произойти лишь при подпоре с низовых участков в результате создания некоторого напора в промежутке между начальным и рассматриваемым участками коллектора, т. е. при расположении пьезометрической линии в виде вогнутой кверху кривой над прямой, соединяющей шелыги труб в начале и в конце всего коллектора.

В ЛенНИИ АКХ предложен метод учета свободной емкости, основанный на модели регулирования стока путем устройства аккумулирующих емкостей. Согласно этому методу аккумуляция воды в коллекторе при заполнении его свободной емкости выражается в ее торможении и увеличении времени добегания по трубопроводам (примерно в 2 раза) и, следовательно, приводит к снижению расчетного расхода на низовых участках. Поскольку применение этого метода приводит к уменьшению расчетных расходов до 70 % и позволяет уменьшить диаметры труб на 10...12%, он до последнего времени широко использовался в проектной практике. Учитывая несовершенство этой модели, Л. М. Кургановым было предложено расчет трубопроводов производить через расчетный расход $Q_р$, соответствующий безнапорному движению воды в трубопроводах, уложенных с уклоном $i_с$ при их полном заполнении. Максимальный расход Q_{max} будет пропускаться при заполненной свободной емкости коллекторов уже при гидравлическом уклоне пьезометрической линии в расчетном сечении $I > i_с$. Отношение между этими расходами можно выразить как $Q_р/Q_{max} = \sqrt{i_с/I} = \beta_е$. Величину этого отношения $\beta_е$ найдем из следующих рассуждений.

Согласно методу предельной интенсивности за время T добегания капли дождя от наиболее удаленной точки бассейна до расчетного сечения на примыкающую к коллектору площадь водосбора F выпадает суммарное количество воды $W_{сум}$:

$$W_{сум} = q_с FT = AFT^{-n} = Q_{max}T, \qquad (3.6)$$

где $q_с$ — средняя расчетная интенсивность дождя продолжительностью T.

Объем воды $W_{вып}$ (на рис. 3.3 заштрихован горизонтальными линиями), вытекшей за это время через расчетное сечение $Б$ (см. рис. 3.1), можно выразить через гидрограф стока:

$$W_{вып} = \int_0^T Q dt.$$

Остальной объем воды ($W_{ост} = W_{сум} - W_{вып}$) заштрихованный вертикальными линиями (см. рис. 3.3) в момент времени T будет находиться в коллекторе длиной L. Чтобы не произошло затопления территории, объем воды $W_{ост}$ должен вместиться в объеме коллекторов $W_{кол}$, т. е. должно быть $W_{кол} \geqslant W_{ост}$.

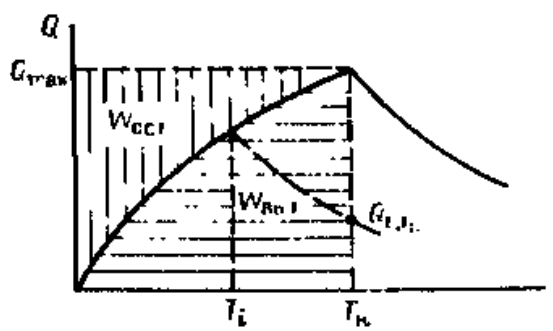


Рис. 3.3. Расчетная схема к определению свободной емкости коллекторов

Пусть максимальный расход в рассматриваемом сечении коллектора с площади стока F_k будет $Q_{max,k}$. Если площади стока нарастают пропорционально времени добегания $F_i = F_k T_i / T_k$,

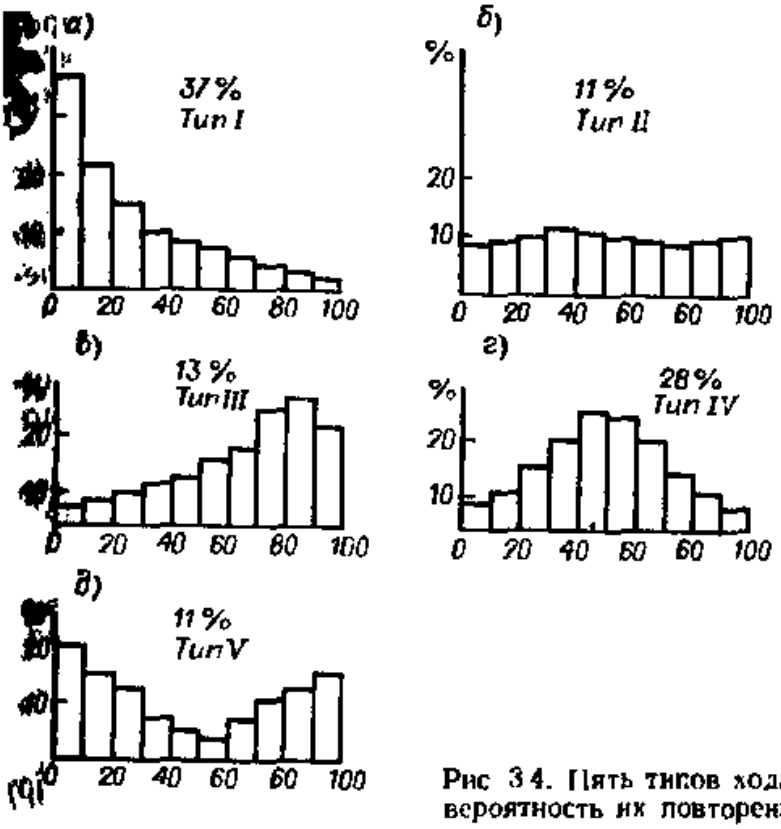


Рис 3 4. Пять типов хода выпадения дождей и вероятность их повторения

а — интенсивность дождя максимальная в начале или в первой трети периода его выпадения б равномерный ход интенсивности, в — максимум интенсивности в кон[illegible] г — максимум интенсивности в середине периода д - максимум интенсивности в начале и в конце дождя

где T_i — время добегания воды до любого i-го сечения, то по методу предельных интенсивностей максимальные расходы в расчетных сечениях любого i-го участка можно выразить через максимальный расход $Q_{max\,k}$ и время T_k для сечения в конце рассматриваемого k-го коллектора:

$$Q_{max\,i} = Q_{max\,k}(T_k/T_i)^n \cdot F_i/F_k = Q_{max\,k}(T_i/T_k)^{1-n}. \qquad (3.7)$$

Считая увеличение максимальных расходов по (3.7) непрерывным по времени, тем самым принимаем непрерывным (практически дискретным) соответствующее им изменение площадей сечения коллекторов ω_i по его длине ($L = \sum_1^{\nu} l_i$), где ν — количество участков длиной l_i).

Объем коллекторов, рассчитанных на максимальный расход, можно определить по выражению:

$$W_{кол} \sum_1^{\nu} l_i\omega_i = \int_0^{T_k} Q_{max,\,i}dT = Q_{max,\,k}\int_0^{T_k}(T/T_k)^{1-n}dT =$$

$$= Q_{max,\,k}T_k/(2-n) \qquad (3.8)$$

Чтобы подсчитать объем вытекшей воды $W_{выт}$, надо знать гидрограф стока, а чтобы его построить, надо знать, как изме-

няется интенсивность дождя в каждый момент времени в процессе его выпадения за время T. Согласно исследованиям в ЛНИИ АКХ можно принять пять характерных типов выпадения дождей и вероятности их повторения (рис. 3.4).

Если в ходе выпадения дождя удовлетворяется закономерность расчетной интенсивности $q=A/t^n$, т. е. тип I (рис. 3.4), то суммарное количество выпавшей воды в любой момент времени t будет $h=qt=At^{1-n}$, а интенсивность в этот же момент времени $q_t=dh/dt=(1-n)A/t^n$ (здесь всегда $n<1$).

При равномерном нарастании площади стока $f=F/T$ до максимального значения (T — полное время добегания, обеспечивающее сток со всей площади бассейна F) расход в любой момент времени $t\leqslant T$ согласно (2.1) равен

$$Q_t=qft=AFT^{-n}(t/T)^{1-n}=Q_{max}(t/T)^{1-n}. \qquad (3.9)$$

Для моментов времени $t>T$, когда площадь стока остается постоянной и равной F, а расход будет уменьшаться вследствие снижения интенсивности, по (2.2) имеем:

$$Q_{t>T}=f\int_{t-T}^{t}q_t dt=Af\left|t^{1-n}-(t-T)^{1-n}\right|=$$

$$=Q_{max}\left|(t/T)^{1-n}-(t/T-1)^{1-n}\right|, \qquad (3.10)$$

где $Q_{max}=AF/T^n$ — максимальный (расчетный) расход с бассейна

Если интенсивность дождя максимальна в начале его выпадения, т. е. гидрограф стока до Q_{max} выражается по (3.9), то с учетом (3.6) получим

$$W_{ост}=Q_{max,k}T_k-\int_0^{T_k}Q\,dt=Q_{max,k}\cdot T_k(1-n)/(2-n). \qquad (3.11)$$

Из сопоставления объемов $W_{кол}$ и $W_{ост}$, выраженных соответственно по (3.8) и (3.11), следует, что объем коллектора оказывается больше объема оставшейся в нем воды $W_{кол}>W_{ост}$ и это отношение равно:

$$\beta_t=W_{ост}/W_{кол}=1-n \qquad (3.12)$$

Это значит, что в момент времени T_k образования максимального расхода в рассматриваемом сечении k ($Q_{max.k}$) расходы на предшествующих участках будут меньше $Q_{max.k}$. В действительности, расходы в любом i-м сечении согласно (3.10) в момент времени $t=T_k$ будут:

$$Q_{i,\,t=T_k}=Q_{max.i}\left|(T_k/T_i)^{1-n}-(T_k/T_i-1)^{1-n}\right|.$$

Подставляя расход $Q_{max.i}$ по (3.7), получим

$$Q_{i,\,t=T_k}=Q_{max.k}\left|1-(1-T_i/T_k)^{1-n}\right|. \qquad (3.13)$$

Образовавшуюся свободную от воды емкость коллекторов ($W_{зол} - W_{ост}$) М. В. Молоков предложил заполнить и тем самым уменьшить максимальные расчетные расходы и диаметры на участках коллектора. При ходе выпадения дождя по типу Г объем коллекторов и максимальный расход, на который ведется выбор сечения коллекторов, можно уменьшить согласно (3.12) в β_1 раз. Рассмотрим наполнение расчетного сечения (см. рис. 3.1). С начала стока воды в коллектор до его заполнения в расчетном сечении можно считать поток в коллекторе квазиустановившимся в любой момент времени с непрерывным изменением расхода по длине. В расчетном сечении *Б* расход будет меняться со временем, но в каждый момент времени он не изменяется по длине, т. е. $\partial Q/\partial s = 0$, до тех пор, пока капля воды от сечения *А* не подойдет к сечению *Б*. Время прохода капли воды по длине коллектора является временем пробега T. Удельный расход $q_л$ за это время непрерывно изменяется в соответствии с ходом выпадения дождя и изменением его интенсивности q_t:

$$q_л = q_t F/L$$

Здесь для упрощения выкладок время поверхностной концентрации не учитывается, т. е. считается, что сток в коллектор происходит сразу со всей площади F. При ходе выпадения дождя по типу I (см. рис. 3.4) удельный расход притока

$$q_л = (1-n)A(F/L)/t^n.$$

Из уравнения неразрывности движения (3.1) при условии $\partial Q/\partial s = 0$ получим закономерность увеличения площади потока в процессе заполнения расчетного сечения:

$$\omega = \int_0^t q_л dt = AFt^{1-n}/L$$

Если максимальное (полное) заполнение сечения коллектора в соответствии с методом предельной интенсивности наступает в момент времени T, то имеем

$$\omega_п = AFT^{1-n}/L; \qquad \omega = \omega_г (t/T)^{1-n}. \tag{3.14}$$

Если считать, что $L = v_п T$, а $Q_п = v_п \omega_п$, где $v_п$ – средняя скорость равномерного движения потока при полном заполнении трубы, то из (3.14) получаем

$$Q_в = \omega_п v_п = AFTv_п/(LT^n) = AF/T^n = Q_{max}.$$

Таким образом, при получении максимального расхода в расчетном сечении по методу предельных интенсивностей время пробега воды следует вычислять через среднюю скорость $v_п$ потока при полном заполнении трубы, т. е.

$$T_{тр} = L/v_п = \sum_1^k l_i/v_{i,п}. \tag{3.15}$$

При выпадении дождей с иным ходом изменения интенсивностей объем свободной емкости, а следовательно, и коэффициент β, будут отличаться от полученных выше. Для хода дождя с постоянной интенсивностью при выпадении (тип II на рис. 3.4), когда гидрограф стока будет треугольным, т. е. при $Q = Q_{max}t/T$, объем воды в коллекторах в момент времени T_k определяется по формуле

$$W_{ост} = Q_{max\,k}T_k - Q_{max,k}T_k/2 = 0.5Q_{max\,k}T_k. \qquad (3.16)$$

Из сопоставления объемов $W_{кол}$ по (3.8) и $W_{ост}$ по (3.16) имеем:

$$\beta_{II} = W_{ост}/W_{кол} = 1 - 0{,}5n \qquad (3.17)$$

Для дождя с максимумом интенсивности в конце времени T (тип III), когда расход в рассматриваемом сечении коллектора увеличивается по квадратичной параболе $Q = Q_{max}(t/T)^2$, получим следующее выражение для объема воды:

$$W_{ост} = Q_{max,k}T_k - \frac{1}{3}Q_{max,k}T_k = \frac{2}{3}Q_{max,k}T_k; \qquad (3.18)$$

$$\beta_{III} = 4(1 - 0{,}5n)/3$$

Для дождей с максимумом интенсивности в середине времени T его выпадения (тип IV), а также для дождей с двумя максимумами интенсивности в начале и в конце (тип V) коэффициент уменьшения объема сечения коллекторов или расхода можно выразить зависимостью (3.17). Поскольку интенсивность дождя меняется во времени и по площади бассейна стока, расчетный коэффициент уменьшения сечения коллекторов или свободной емкости коллекторов будем считать как средневзвешенное значение коэффициентов для рассмотренных пяти типов хода выпадения дождей с учетом указанных на рис. 3.4 вероятностей p_0 их повторения:

$$\beta_e = 0{,}37(1-n) + (0{,}5+0{,}13\cdot 4/3)(1 - 0{,}5n) = 1 - 0{,}7n \qquad (3.19)$$

Если, по предложению М. И. Алексеева, принять изменение расхода с максимумом интенсивности в конце по зависимости

$$Q = Q_{max}(t/T)^{1/(1-n)},$$

то для этого случая вместо (3.18) имеем $\beta_{III} = 1$ и значение β_e с учетом указанных вероятностей для пяти типов дождя будет равно:

$$\beta_e = (1-n)\,0{,}37 + (1-0{,}5n)\,0{,}5 + 0{,}13 = 1 - 0{,}6n.$$

Если же считать выпадение каждого типа дождя равновероятностным (20 %), то

$$\beta_e = (1-n)\,0{,}2 + (1 - 0{,}5n)\,0{,}6 + 0{,}2 = 1 - 0{,}5n. \qquad (3.20)$$

Процессы заполнения коллектора и изменения расхода дождевого потока (гидрографа стока) в расчетном сечении коллектора происходят следующим образом. В некоторый момент времени $t_{зап}$ при расходе $Q_р$ коллектор «захлебывается» и начинает заполняться вверх по течению. Средний уклон трения на заполненном участке остается равным уклону коллектора, и этот участок работает как трубопровод с переменным по длине расходом. Расчетный расход на участке является фиктивным постоянным по всей длине трубопровода расходом, при котором потери напора на участке равны потерям напора при переменных по длине трубопровода действительных расходах. При заполнении свободной емкости в расчетном сечении расход будет непрерывно увеличиваться до максимального значения, соответствующего времени пробега T. Расчетная схема, в которой боковой расход поступает непрерывно, не вполне отвечает действительной. Практически мы имеем дискретное изменение расходов и диаметров труб вдоль направления течения воды. Значит, при расходах $Q>Q_р$ трубопровод расчетного участка коллектора будет работать в напорном режиме, увеличение расхода в расчетном сечении до максимального будет происходить за счет поднятия уровня воды в колодце в начале расчетного участка и увеличения пьезометрического уклона I на участке.

Максимальный пьезометрический уклон $I=Q^2_{max}/K_р^2$ будет соответствовать максимальному расходу Q_{max} и по отношению к уклону трубопровода $i_0=Q^2_р/K^2_р$ на участке будет составлять:

$$I_{max}=i_0(Q_{max}/Q_р)^2=i_0/\beta^2_Q,$$

где $\beta_Q=Q_р/Q_{max}$ - коэффициент уменьшения максимального расхода до расчетного $Q_р$, при котором трубопровод работает полным сечением при уклоне $i_с$.

Принимая коэффициент заполнения свободной емкости $\beta_е=\omega_р/\omega_{max}=(D_р/D_{max})^2$ равным коэффициенту β_Q, тем самым допускаем, 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 ω_{max} (без учета свободной емкости) одинаковы, т. е. уклоны трубопроводов, проложенных без учета свободной емкости $i_{св}$ с D_{max} и с учетом ее i_0 с $D_р$, связаны соотношением

$$i_0/i_{св}=(D_{max}/D_р)^{4/3}=1/\beta^{2/3}_е.$$

Если трубопроводы укладываются с минимальными уклонами, то, принимая по [17]

$$i_{min}=2{,}77w^2_0/Q^{0{,}41},$$

где w_0 гидравлическая крупность расчетной взвеси,

получим $(i_{св}/i_с)_{min}=(Q_р/Q_{max})^{0{,}41}=\beta^{0{,}41}_Q=\beta^{2{,}66}_е/\beta^2_Q$.

Таким образом, назначая минимальный уклон трубопровода по расчетному расходу $Q_р = \beta_Q Q_{max}$, не трудно видеть, что коэффициент снижения максимального расхода оказывается меньше коэффициента заполнения свободной емкости:

$$\beta_Q = \beta_e^{1,1}$$

Но это отличие несущественно, и, учитывая, *что скорость движения воды в трубопроводах* в результате возникновения напорного режима увеличивается до $1/\beta_Q$ раз, а время пробега воды уменьшается в среднем в $2/(1+1/\beta_Q)$ раз, в практических расчетах следует принимать

$$Q_р = \beta_e Q_{max}, \qquad (3.21)$$

а время пробега воды по трубопроводу по формуле (3.15).

Свободную *емкость сети на* вышерасположенных участках можно использовать только в условиях плоского и однообразного рельефа местности. Задача учета свободной *емкости при неравномерном уклоне* местности несколько усложняется. Величину коэффициента β_e можно вычислять по формуле (3.19) при уклоне местности менее *0,01*. *При уклоне же* свыше 0,03 величину β_e следует принимать равной 1,0, а при уклонах 0,01...0,03 — среднее значение между указанными величинами, *т. е.*

$$\beta_e = 1,0 - 0,35n.$$

Учитывая некоторую условность характера выпадения дождя, для обеспечения запаса пропускной способности в СНиП 2.04.03-85 величину коэффициента β_e *при уклоне местности менее 0,01* рекомендуется определять по формуле (3.20), а при уклонах 0,01...0,03 — увеличивать на 10...15 %.

3.3. Расчет дождевых сетей водоотведения

Метод расчета дождевых сетей должен тесно увязывать метеорологические и гидравлические факторы действительных физических явлений.

В большинстве случаев расходы талых вод в сетях водоотведения оказываются значительно меньше расчетных *расходов* дождевых вод. *Размеры сечений* лотков, каналов и труб определяются по расчетному расходу, величина которого определяется по формулам (2.15) и (3.21), где *расчетное время* протока *дождевых вод* $T_р$ до расчетного сечения будет состоять из суммы времени поверхностной концентрации $T_{кон}$ и времени протока воды по лоткам $T_л$ и по трубопроводам $T_{тр}$:

$$T_р = T_{кон} + T_л + T_{тр}.$$

Время протока воды от наиболее удаленной точки до лотка называется *временем поверхностной концентрации*. Это время при наличии внутриквартальных закрытых дождевых сетей со-

Масно СНиП 2.04.03–85 принимается равным 3...5 мин; при их отсутствии или наличии лишь дождеприемников у красной линии застройки квартала – от 5 до 10 мин. При больших по площади кварталах более точно время поверхностной концентрации может быть определено как сумма времени стока по крышам и водосточным трубам (наиболее удаленного от улицы здания) 0,5 мин, времени протока воды по поверхностям без лотков и затем по лоткам внутриквартальных проездов.

Время протока воды 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:

$$T_л = 1{,}25 l_л / 60 v_л = 0{,}021 l_л / v_л,$$

где $l_л$ — длина пути, который проходит вода при движении по лотку, м; $v_л$ — скорость движения дождевых вод в конце лотка, м/с, определяемая гидравлическим расчетом при различных одеждах мостовой; 1,25 — коэффициент, учитывающий постепенное нарастание скорости движения дождевых вод.

При расчете внутриквартальной канализационной сети время поверхностной концентрации принимается 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 уклона $i_л$. Уклоны лотка $i_л$ обычно изменяются от 0,004 до 0,02. Для квартала 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, получим количество дождевой 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 см 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 $Q_л = K i_л^{1/2}$ при данном уклоне должна быть таковой, чтобы ограничить заполнение внутриквартальных дорог водой на глубину 5 ..6 см не чаще чем 3 раза в год. Для расчетов могут быть использованы данные прил. 8.

Время протока воды от наиболее отдаленного здания квартала до дождеприемника, расположенного в уличном лотке, необходимое для определения расчетной интенсивности дождя, будет равно $T_{кон} + T_л$. Ориентировочно можно принять $T_л = 1$ мин. При наличии дождевой сети и на территории квартала

время $T_л$ не учитывается. Время протока воды по дождевой сети $T_{тр}$, мин, определяется как сумма времени протока по отдельным участкам при расчетных для каждого участка расходах:

$$T_{тр}=\Sigma(l_{тр}/60v_{тр})=0{,}017\Sigma(l_{тр}/v_{тр}),$$

где $l_{тр}$ - длина расчетных участков коллектора сети, м, $v_{тр}$ - расчетные средние скорости движения дождевых вод на соответствующих участках коллектора сети, м/с

Учитывая сказанное, продолжительность дождя $T_р$, мин, по которой принимают соответствующую его интенсивность, можно представить в виде:

$$T_р=T_{кон}+0{,}0125l_л/v_л+0{,}017\Sigma(l_{тр}/v_{тр}) \qquad (3.22)$$

Таким образом, формулы для определения расчетного расхода с учетом заполнения свободной емкости сети ($\beta_е$) имеют следующий вид:

при постоянном значении коэффициента стока

$$Q_р=\eta\psi_{ср}\beta_е AF/(T_{кон}+T_л+T_{тр})^n, \qquad (3.23)$$

при переменном значении коэффициента стока

$$Q_р=\eta\beta_е z_{ср}FA^{1,2}/(T_{кон}+T_л+T_{тр})^{1,2n}.$$

Задача проектирования дождевых сетей обычно формулируется так: требуется найти такие диаметры труб и отметки лотков коллекторов, чтобы стоимость сети имела бы минимально возможное значение, т. е. сети водоотведения должны обеспечить пропуск расчетных расходов при допустимых скоростях течения жидкости. Известны начертание сети, отметки земли, минимальные и максимальные глубины заложения в узлах; имеются исходные данные для нахождения расчетных расходов.

Гидравлический расчет дождевых сетей - трудоемкий процесс, ибо величина расчетного расхода (по которому выбираются диаметр и уклон сети) связана с продолжительностью протока жидкости по сети, а следовательно, также зависит и от уклона, поэтому расчет приходится производить методом последовательных приближений.

Расчет начинают, как правило, с наиболее длинного коллектора бассейна, проверяя его в необходимых случаях (при неравномерном нарастании площадей) на расчетный расход, получаемый не со всей площади бассейна коллектора, а с ее части. В целях удобства расчета сначала следует определить среднее значение $T_{кон}$ и $T_л$ для отдельных бассейнов стока или всей сети в целом. Затем, задавшись скоростью протока на первом участке коллектора, определяем время протока по нему воды и по (3.22) продолжительность и расчетную интенсивность дождя.

При принятой площади стока, примыкающей к данному участку, по формуле (3.23) вычисляем расчетный расход на участке, а затем по соответствующим таблицам или формулам находим диаметр труб при условии, что скорости течения дождевых вод в них должны быть не менее минимальных. Если предварительно принятые скорости отличаются от вычисленных, то 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, суммируем его со временем протока на предыдущих участках (от начала коллектора), по суммарному времени находим интенсивность дождя, расчетный расход дождевых вод и диаметр трубопровода, а затем корректируем их до тех пор, пока скорости воды в трубопроводе не будут совпадать (или будут мало отличаться) со скоростями, принятыми при определении времени протока по участку. Если расходы на последующем участке окажутся меньше, чем на предыдущем, то они принимаются равными. Обычно при подборе диаметров труб использовать их пропускную способность не удается, поэтому допускается расхождение до ±10 % между пропускной способностью труб и расчетным расходом.

Пример 3.1. Произвести расчет дождевой сети для одного из районов города *N*, представленного на рис 3.5.

На плане местности производят трассировку дождевой сети и разбивают ее на расчетные участки. Для определения площадей стока, тяготеющих к отдельным участкам сети, разбивают территории на площади стока 1*а*; 1*б*; 1*в*; 1*г* и т. д. (в данном случае по принципу биссектрисы угла). Результаты вычисления

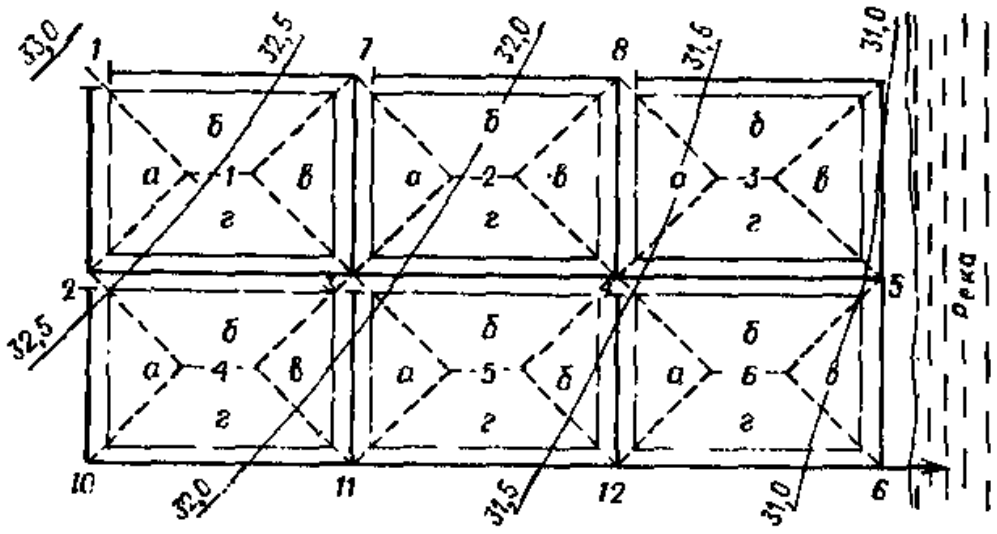


Рис 3.5 План квартала города

Таблица 3.2. **Ведомость площедей стока**

Обозначение площади стока	Площадь стока, га	Обозначение площади стока	Площадь стока, га	Обозначение площади стока	Площадь стока га
1 *а*	2,25	3 *а*	2,25	5 *а*	1,96
1 *б*	3,60	3 *б*	3,60	5 *б*	3,22
1 *в*	2,25	3 *в*	2,25	5 *в*	1,96
1 *г*	3,60	3 *г*	3,60	5 *г*	3,22
2 *а*	2,25	4 *а*	1,96	6 *а*	1,96
2 *б*	3,60	4 *б*	3,22	6 *б*	3,22
2 *в*	2,25	4 *в*	1,96	6 *в*	1,96
2 *г*	3,60	4 *г*	3,22	6 *г*	3,22

площадей стока, га, сводятся в ведомость, форма которой и результаты вычислений для данного примера представлены в табл. 3.2.

Примем для данного района (район 2 по прил. 6) величину $p=1$ г. и $n=0{,}62$, $A_k=15{,}1$ л/(с·мм·га). Считая, что под застройкой 30 % общей площади, 10 % занимают тротуары и 60 % - зеленые насаждения, получаем средний коэффициент покрытия $z_{ср}=0{,}14$. Для данного объекта суточный слой осадков 63 % обеспеченности ($p=1$ г.) составляет $H_1=20{,}6$ мм или $q_{20}=48$ л/с на 1 га. В таком случае параметр $A=309$, а интенсивность стока для данного объекта будет определяться по формуле:

$$q_c=\frac{136{,}4}{(5+T_{тр})^{0{,}64}}.$$

При $T_{тр}=0$

$$q_0=\frac{136{,}4}{(5+0)^{0{,}64}}=48{,}75 \text{ л/с на 1 га.}$$

Дальнейший расчет производится по участкам.

Участок 1—2. Площадь стока составляет 2,25 га. Задаемся скоростью протока $v=0{,}70$ м/с. При длине участка $l=280$ м время протока будет:

$$T_{тр}=280/0{,}70=400 \text{ с,}$$

а $q_c=28{,}8$ л/с с 1 га. Коэффициеит свободной емкости равен $\beta_e=1-0{,}5\cdot0{,}62=0{,}69$.

При площади стока $F=2{,}25$ га расчетный расход на участке имеет следующее значение:

$$Q=\beta_e q_c F=0{,}69\cdot28{,}8\cdot2{,}25=48{,}45 \text{ л/с.}$$

Расход $Q_p=48{,}45$ л/с при скорости $v=0{,}7$ м/с пропустит трубопровод диаметром $D=300$ мм, уложенный с уклоном $i_0=0{,}003$. Заглубление конца трубопровода на участке будет $h=i_0 l=280\cdot0{,}003=0{,}84$ м. Далее, зная отметки земли и началь-

Таблица 3.3. Гидравлический расчет и высотная установка дождевого коллектора

Обозначение участков	Длина участка, м	Расход дождевых вод при $T_{гр}=0$, л/с			Расчетная скорость протока, м/с	Продолжительность протока, с
		собственный	притоков	Всего		
1	2	3	4	5	6	7
1—2	280	110	—	110	0,70	400
2—3	390	332	110	442	0,75	920
3—4	390	332	834	1166	0,77	1427
4—5	390	332	1558	1890	0,80	1925
5—6	280	100	2175	2275	0,85	2255
6—выпуск	60	—	3222	3222	0,90	2322

Продолжение табл. 3.3

Удельный сток, л/с на 1 га	Расчетные расходы дождевых вод, л/с	Диаметр труб, мм	Уклон дна труб	Пропускная способность труб, л/с	Заглубление трубопровода, мм
8	9	10	11	12	13
21,5	48,45	300	0,003	50,89	0,84
13,80	125,2	450	0,002	120,5	0,78
10,7	256,7	700	0,001	265,5	0,39
9,1	354,1	800	0,001	382,0	0,39
8,2	367,0	800	0,001	382,0	0,28
8,0	529,4	900	0,001	521,6	0,06

Продолжение табл. 3.3

Отметки, м						Глубина заложения дна трубы		
поверхности земли		дна трубы		свободной поверхности воды				
в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце	средняя
14	15	16	17	18	19	20	21	22
32,90	32,55	31,50	30,66	31,80	30,96	1,40	1,89	1,65
32,55	32,10	30,51	29,73	30,96	30,18	2,04	2,37	2,20
31,10	31,55	29,48	29,09	30,18	29,79	2,62	2,46	2,54
31,55	30,95	38,99	28,60	29,79	29,40	2,56	2,35	2,45
30,95	30,85	28,60	28,32	29,40	29,12	2,35	2,53	2,44
30,85	30,80	28,22	28,16	29,12	29,06	2,63	2,64	2,64

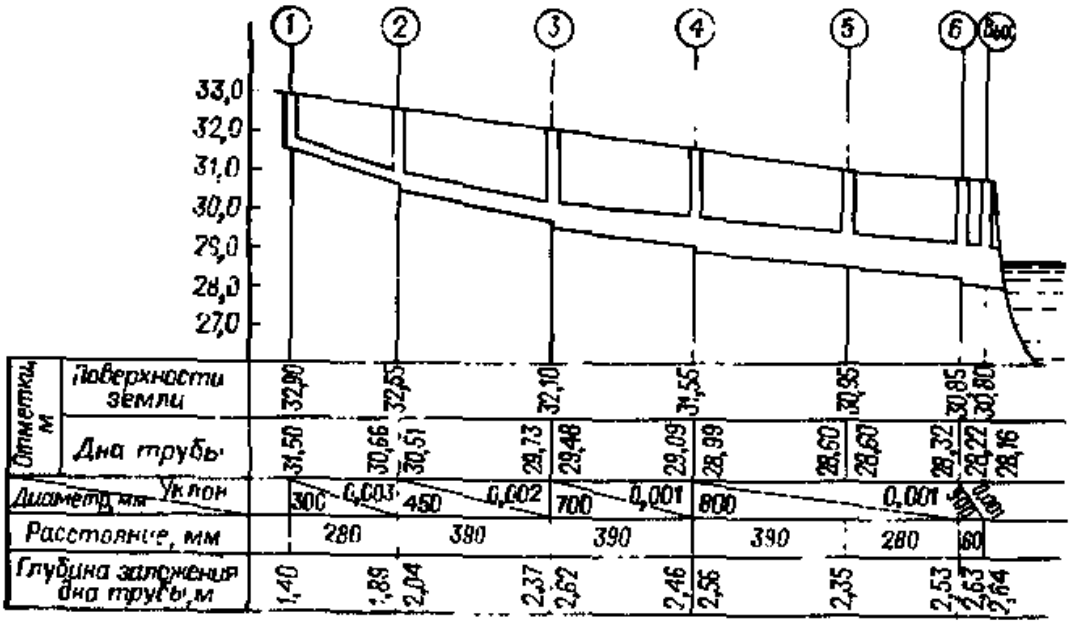


Рис 3.6. Продольный профиль коллектора

ное заглубление, легко можно вычислить отметки лотка коллектора и глубину его заложения.

Последующие участки рассчитываем точно таким же способом: вначале задаемся скоростью течения, затем находим время протока и суммируем его со временем протока на предыдущих участках (от начала коллектора); по суммарному времени вычисляем интенсивность стока, а затем и расход дождевых вод.

Результаты расчетов расходов и высотной установки дождевого коллектора сводим в ведомость (табл 3.3).

На основании расчетов, сведенных в табл. 3.3, строим продольный профиль дождевого коллектора, изображенный на рис. 3.6.

3.4. Принципы расчета дождевых сетей водоотведения с помощью ЭВМ

Применение ЭВМ позволяет значительно сократить время на проектирование и повысить его качество. На плане местности намечают сеть, которая формально состоит из участков, соединенных между собой в узлах (рис. 3.7). Сеть, как правило, бывает разветвленной. Число узлов N на единицу больше числа участков IT Колодцу сети в натуре непременно отвечает узел на плане сети, а коллектору, как правило, — участок сети. У каждого участка известно его начало — узел, расположенный выше по течению, и конец. Каждому узлу сети присваивается порядковый номер. Причем самый нижний узел нумеруется послед

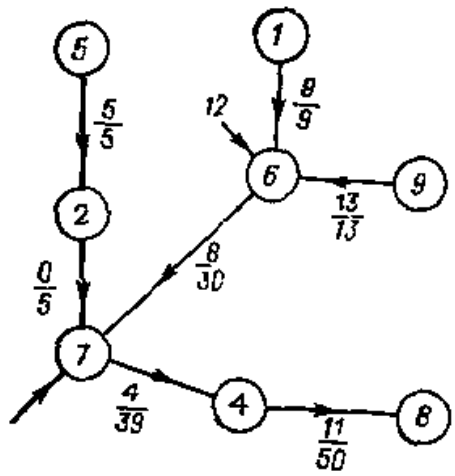


Рис. 3.7. Пример суммирования путевых расходов проходками
В числителе — путевые расходы, в знаменателе — накопления

ним. Нумерация узлов производится начиная 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.

Важнейшей геометрической характеристикой сети является длина участка. При подготовке данных расчета на ЭВМ эти длины 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. *Проходка* — это обработка информации по цепочке участков маршрута. Цепочка из участков, соединяющих верхний узел с нижним, называется *маршрутом*. Число маршрутов сети равно числу верхних узлов. Узел в начале начального участка называется верхним, а начальным называется участок, у которого нет предшествующего, т. е. расположенного выше по течению. Поскольку величина расчетного расхода зависит от продолжительности протока T и от площади стока F, то при различном характере нарастаний этих величин по длине сети для расчетного расхода вод следует подсчитывать ряд расходов, отвечающих различным значениям T_i и соответствующим им F_i. Наибольший из полученных результатов принимается за расчетный. Это значит, что подсчет части участкового дождевого расхода сводится к перебору ряда вариантов. Число вариантов для одного участка не превышает числа узлов в сети.

Любой вариант отличается от других номером узла основным временем добегания капли дождя от него к рассматриваемому участку (точнее, к концу рассматриваемого участка) и суммой площадей, тяготеющих к множеству участков, от начальных узлов которых капля дождя добегает за время, не превышающее основного времени. Среди подсчитанных для каждого варианта расходов принимается наибольший. Часть участкового расхода от сосредоточенных узловых расходов определяется методом проходок, т. е. путем накопления расходов при перемещении от верхнего узла к нижнему.

Определение времени протока капли воды по трубе требует знания скорости, которая в начале расчета неизвестна и при

Таблица 3.4. Зависимость минимальных уклонов и расходов при минимальных скоростях от диаметров трубопроводов, вычисленных по формуле Н. Ф. Федорова при полном заполнении

D, мм	Q, л/с	$10^3 i_{min}$	D, мм	Q, л/с	$10^3 i_{min}$
1	2	3	1	2	3
200	30,8/22	7,3/5,0	1000	870/870	1,57/1,6
300	75/55	5,1/3,5	1200	1300	1,33
400	141/100	3,9/2,5	1400	1810/1727	1,15/1,15
500	230/179	3,2/2,4	1600	2410/2598	1,02/1,2
700	396/381	2,2/2,0	2500	6500/7363	0,69/0,9
800	533/510	1,9/1,8	3000	9820	0,59
900	692/700	1,73/1,8	3500	13900	0,51

Примечание. В числителе приведены данные расчета по формуле (3.24), в знаменателе - при v_{min}, взятые по СНиП 2.04.03-85

$$i_{min} = k_* / Q^{0,41} = 0,81 D^{6/9}, \qquad (3.24)$$

где Q — расход, л/с; $k_* = 0.025$ - для труб железобетонных и $k_* = 0,0297$ - для асбестоцементных.

заданных расходах зависит от уклонов и диаметров труб. Это приводит к необходимости двойного счета: первоначально скорости назначаются (≈ 2 м/с), а затем, после определения расходов, диаметров и уклонов, расчет повторяется с уточненными значениями скоростей.

Исследования показывают, что при горизонтальной, слабонаклоненной по направлению или имеющей обратный уклон местности коллектор выгоднее всего 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} и соответствующий уклону i_{min}. Получаемая триада чисел d, Q и i_{min} образует для некоторого сортамента труб предельную зависимость (табл. 3.4).

На местности с уклонами по течению, превышающими минимальные, уклон коллектора обычно определяется ее уклонами. В таких случаях представляется возможным диаметр трубы уменьшить по сравнению с диаметром, принятым по предельной зависимости, но он не должен быть больше диаметра на участке выше по течению.

Для ориентировочных значений скорости подсчитываются расчетные расходы дождя. По этим расходам (по таблице предельной зависимости) на тех участках, где это нужно, назначаются диаметры труб и строится профиль. После построения исходного варианта диаметры труб варьируются так, чтобы уменьшить строительную стоимость, причем при каждом последующем этапе подсчитываются дождевые расходы и строится

профиль. На этом принципе построены программы расчета Н. У. Койды и А. М. Курганова (SETKAN на языке ПЛ/I и DOGKAN на языке Фортран-IV). Н. И. Голиком разработана САПР «Светлана», В. С. Дикаревским и А. П. Таубиным составлены программы расчета дождевых сетей на языке Алгол-60.

3.5. Принцип технико-экономического расчета сетей водоотведения

Практика проектирования сетей водоотведения показала, что процесс выбора лучшего варианта трассировки весьма сложен. При выборе оптимального варианта сети опираются на технико-экономические обоснования. Экономические расчеты непосредственно связаны со стоимостью элементов сетей водоотведения. Строительная стоимость слагается из следующих основных затрат: на производство земляных работ, зависящих от глубины заложения коллектора, протяженности сети и гидрогеологических условий, на строительство канализационных колодцев, дюкеров, эстакад, насосных станций и т. д.

При определении стоимости строительства по различным вариантам обычно ограничиваются укрупненными сметными нормами на сооружения. Для ориентировочных расчетов стоимости строительства 1 м коллектора, руб. при сравнении вариантов отвода поверхностного стока можно применить зависимость:

$$C_c = a_c h - c_c + b_c D^{\alpha}, \qquad (3.25)$$

Значения коэффициентов a_c, c_c и b_c и показателя степени α для труб из различного материала при выражении h и D в м и глубинах заложения труб h=2...5 м приведены в табл. 3.3.

Имея в виду предельную зависимость (3.24) между диаметром и расходом, стоимость строительства можно выразить через пропускную способность трубы Q, л/с

$$C = a_c h - c_c + 0{,}048 b_c Q^{0{,}46\alpha}$$

Таблица 3.5. Значения параметров α, a_c, b_c, c_c в формуле (3.25) для сухих и мокрых грунтов II группы (при высоте стояния грунтовых вод в них до 1...1,5 м)

Материал труб	α	Сухие грунты			Мокрые грунты		
		a_c, руб./м^3	b_c, руб./м$^{1+\alpha}$	c_c, руб./м	a_c, руб./м^3	b_c, руб./м$^{1+\alpha}$	c_c, руб./м
Железобетонные раструбные	1,33	4,02	40,26	7,22	6,21	40,65	10,72
То же, на муфтах	1,0	4,49	57,51	23,18	6,77	58,06	26,85
Чугунные	1,5	3,28	94,1	1,61	5,4	91,2	5,02
Керамические	2,75	3,25	87,2	1,73	5,34	82,74	0,98
Асбестоцементные	2,6	3,22	47,05	0,91	5,36	47,89	2,49
Бетонные	4,0	3,25	98,2	2,16	5,46	100,0	1,42

Среднюю глубину заложения можно выразить через уклон коллектора и его длину:

$$h = h_н + 0{,}5\,(\nabla_{з\,к} - \nabla_{з\,н} + i_0 l),$$

где $h_н$ — глубина заложения в начале участка длиной l; $\nabla_{з\,н}$ и $\nabla_{з\,к}$ — геодезические отметки поверхности земли в начале и в конце участка.

При выборе и обосновании наиболее экономичной схемы водоотведения нужно учитывать не только строительную стоимость, но и надежность работы сети, т. е. нужно исходить из приведенной стоимости сети.

Приведенные затраты $C_{пр}$ складываются из эксплуатационных $C_э$ и капитальных затрат $C_т$ с учетом нормативного коэффициента капитальных вложений $E_к$:

$$C_{тр} = C_э + C_т(p + E_к),$$

где p — нормативный процент ежегодных отчислений со строительной стоимости на амортизацию и ремонт, $p \approx 3 \ldots 3{,}5\%$.

При отсутствии специальных указаний генерального проектировщика для систем канализации принимают $E_к = 0{,}12$, что соответствует сроку окупаемости дополнительных капитальных вложений 8,33 года. Для объектов, строящихся на базе новой техники и изобретений, принимают $E_к = 0{,}15$.

Основная доля эксплуатационных затрат приходится на зарплату рабочих и персонала, обслуживающих сеть водоотведения. Главными операциями по обслуживанию сетей являются устранение засорения (40 %), профилактическая промывка (40 %), ремонт и наблюдение за состоянием сети и сооружений. Исходя из действующих нормативов, общие трудовые затраты на 1 км сети составляют 0,385 чел.

Годовую стоимость эксплуатации 1 км участка сети (руб.), уложенного с минимальным уклоном, в первом приближении можно выразить через диаметр трубопровода, D, м:

$$C_э = 26{,}4/D + 16.$$

3.6. Расчет дождевой сети, работающей под напором

Известно, что с увеличением уклона сети ее пропускная способность значительно увеличивается, а сечение трубопровода уменьшается. Однако это ведет к более значительному заглублению сети. Увеличить пропускную способность трубопровода можно за счет использования напорного режима работы сети, что наглядно представлено на рис. 3.8, где видно, как использование напорного режима работы коллекторов дождевой сети особенно выгодно при малых уклонах местности.

Известно, что при полном заполнении трубы расходы, про-

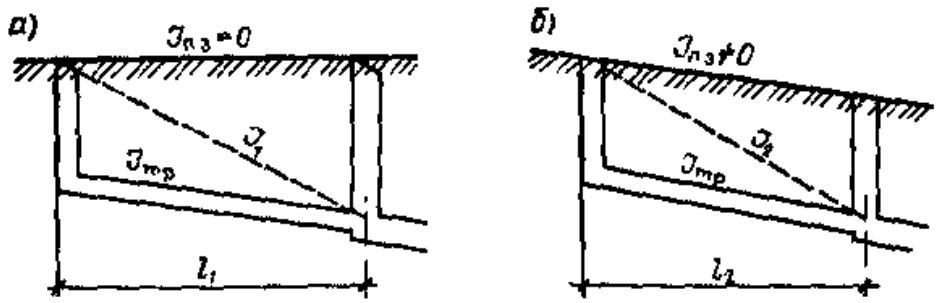


Рис. 3.8. Расчетная схема коллектора при напорном режиме работы
а — при нулевом уклоне поверхности земли ($i_{п.з}=0$); б — при $i_{п.з}>0$ (при $L_1=L_2$, $I_1>I_2$).

пускаемые ею, пропорциональны квадратному корню из уклонов, что может быть выражено формулой:

$$Q_н/Q_с = \sqrt{I_н/I_{тр}+1}, \qquad (3.26)$$

где $Q_н$ — максимальная пропускная способность труб при напорном режиме; $Q_с$ — то же, при безнапорном режиме; $I_{тр}$ — уклон трубы (коллектора); $I_н$ — добавочный напорный уклон, равный H/l (H — начальная глубина заложения шелыги трубы; l — длина коллектора)

Из формулы (3.26) видно, что наибольшее увеличение пропускной способности при напорном режиме имеет место у коротких коллекторов, уложенных с большим начальным заглублением и с малыми уклонами дна трубы.

Впервые идея учета напорного режима при расчете канализационных сетей была высказана в 1933 г. Н. Н. Беловым. Его метод получил наибольшее распространение при расчете сети с напорным режимом движения. Этот метод позволяет рассчитывать сеть так же, как и при самотечном режиме, но с введением поправочного коэффициента $k_н$, влияющего на снижение расчетного расхода, получившего название *коэффициента напорности.*

В этом случае удельные интенсивности вычисляются по нижеследующей формуле:

$$q_{уд}=qk_н,$$

где q — интенсивность дождя, определяемая вышеприведенными методами; $k_н$ — коэффициент напорности

Коэффициент напорности может быть вычислен по формуле Н. Н Белова:

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

где $a=I_н/I_{тр}=H/h$, n — показатель степени интенсивности дождя в зависимости от его продолжительности, h — понижение отметки лотка дна трубопровода ($h=I_{тр}/l$).

Для практических расчетов напорной сети может быть использован график (рис. 3.9), составленный Г. Г. Шигорным.

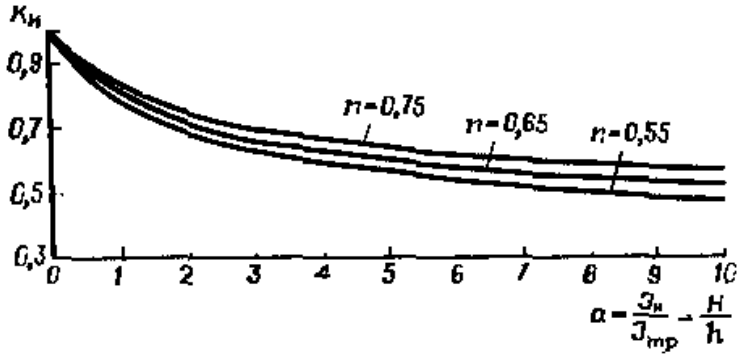


Рис 3 9. Зависимость коэффициента напорности $k_н$ от $a = I_н/I_{тр} = H/h$

Пример 3.2. Коллектор длиной 360 м в начальной точке имеет глубину заложения 1,6 м до шелыги трубы и отметку земли 36 м; в конечной точке отметка шелыги трубы у выпуска согласно проекту принимается равной 33,5 м. Уклон поверхности земли равномерный.

Вычислим напорный $I_н$ и средний $I_{тр}$ уклоны трубы:

$$I_н = \frac{1,6}{350} = 0,0046; \qquad I_{тр} = \frac{36,0 - 1,6 - 33,5}{350} = 0,0026,$$

откуда $a = \frac{0,0046}{0,0026} = 1,77$

Далее, по графику (рис. 3.7) находим коэффициент напорности $k_н = 0,73$ (при показателе степени в формуле расчетных интенсивностей $n = 0,65$).

3.7. Особенности расчета сетей полураздельной системы водоотведения

При проектировании полураздельной системы канализации расход дождевых вод определяют так же, как и при расчете водостоков. Трассирование сетей до перехватывающих коллекторов и их расчет при полураздельной системе следует производить как и при раздельной системе.

Главный коллектор рассчитывается на пропуск суммарного расхода производственно-бытовых сточных вод и расхода дождевых вод от так называемого *предельного дождя*, ибо разделительные камеры полураздельной канализации устраивают так, чтобы в главный коллектор поступал лишь расход от дождя предельной интенсивности, смывающего основные загрязнения с поверхности бассейна стока. Под предельным понимают дождь предельной (наибольшей) интенсивности, при которой еще не происходит сброса дождевых сточных вод в водоем и весь их расход поступает в главный коллектор и далее — на очистные

сооружения. Значение предельной интенсивности может быть установлено на основании динамики изменения концентрации загрязнения сточных вод при дождях различной интенсивности. Методика определения этого расхода еще недостаточно разработана.

Считается, что дожди интенсивностью 7...12 л/с на 1 га при 20-минутной продолжительности ($q_{20}^{пр}$) обеспечивают смыв всех загрязнений с поверхности крыш, проездов, тротуаров и концентрация загрязнений изменяется незначительно в течение всей его продолжительности. Эта интенсивность соответствует повторяемости 10...20 раз в году. Следовательно, предельный расход $Q_{пр}$ принимается для дождей с периодом однократного превышения $p_{пр}$ расчетной интенсивности равным 0,05...0,1 года. Таким образом, поверхностные воды от всех дождей меньшей интенсивности направляются на очистные сооружения, причем на очистку отводится около 70 % годового объема поверхностных сточных вод. Когда дожди идут с большей интенсивностью, сточные воды сильно загрязняются только в начале их образования

Предельный расход дождевых вод в главном коллекторе может быть определен путем пересчета дождевой сети на случай выпадения дождя предельной интенсивности $q_{гр}$, 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:

$$Q_{пр}=\eta\psi_{ср}Fq_{пр}=\eta z_{ср}FA^{1,2}/T_{пр}^{1,2n_{пр}-0,1}. \qquad (3.27)$$

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 увеличивается время поверхностной концентрации стока $T'_{кон}$ и изменяется скорость течения дождевых вод в трубах, ибо уменьшается степень их наполнения. Этот способ расчета трудоемкий, поскольку требует определения времени протока $T_{гр}$ и расхода $Q_{пр}$ на всех расчетных участках дождевой сети.

Проще предельный расход определяется с помощью коэффициента разделения k_1.

$$k_1 = Q_{гр}/Q_{max}=(A_{пр}/A_р)^{1,2}(T_{кон}+T_л+T_{тр})^{1,2n_р-0,1}/(T'_{кол}+T'_л+ \\ +rT_{тр})^{1,2n_{пр}-0,1}, \qquad (3.28)$$

где $T_{кон}$, $T_л$, $T_{тр}$ — соответственно время поверхностной концентрации и протока воды по лоткам и трубам при дожде расчетной интенсивности, $T_{кон}$, $T'_л$ — то же, при дожде предельной интенсивности; r — коэффициент, учитывающий увеличение времени протока воды по сети при предельном дожде по сравнению со временем протока при расчетном дожде; $n_р$ и $n_{гр}$ - показатели степени для расчетной и предельной интенсивности дождя (см прил. 6).

Таблица 36 Значения множителя $K_\gamma = \left(\frac{\lg m_\tau p_{пр}}{\lg m_\tau p_р}\right)^{1,2\gamma}$ при $p_{гр}=0{,}05$ г и $p_р = 1$ г

γ	Значения m_τ					
	40	60	80	100	120	140
1,33	0,07	0,12	0,16	0,19	0,21	0,22
1,54	0,047	0,089	0,12	0,144	0,162	0,178
1,82	0,026	0,057	0,081	0,101	0,117	0,131

Величина r зависит от соотношения расходов $Q_{пр}/Q_р$ и может быть вычислена по зависимости:

$$r=0{,}812(Q_{пр}/Q_р)^{-0,3}-0{,}812(\beta_e/k_1)^{0,3}.$$

Если параметр A выразить по формуле (2.7), а показатели степени n для расчетного и предельного дождей принять одинаковыми, то зависимость (3.28) для коэффициента k_1 примет вид.

$$k_1 = \left(A_к^{пр}/A_к^р\right)^{1,2}\left(\frac{\lg m_\tau p_{пр}}{\lg m_\tau p_р}\right)^{1,2\gamma}\times$$

$$\times\left[\frac{T_{кон}+T_л+T_{тр}}{T'_{кон}+T'_л+0{,}812(\beta_e/k_1)^{0,3}T_{тр}}\right]^{1,2n-0,1}. \qquad (3\ 29)$$

Вычислять значение k_1 по (3.28) приходится методом последовательных приближений или по специально составленным таблицам или номограммам.

$A_к^{пр}/A_к^р$	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95
$\left(A_к^{пр}/A_к^р\right)^{1,2}$ . .	0,333	0,435	0,542	0,652	0,765	0,881	0,94

Для облегчения расчетов в табл 3.6 приведены численные значения множителя в формуле (3.29).

В первом приближении значение коэффициента k_1 можно вычислить по формуле (3.30), полученной из (3.29) при условии, что $T_{тр} \gg (T_{кон}+T_л)$:

$$k_1 = \left[\left(A_к^{пр}/A_к^р\right)^{1,2}\cdot(\lg m_\tau p_{гр}/\lg m_\tau p_р)^{1,2\gamma}\cdot\left(0{,}813\beta_e^{0,3}\right)^{0,1-1,2n}\right]^{\frac{1}{1,08-0,36n}} =$$

$$= K_A K_m K_r \qquad (3\ 30)$$

Коэффициент $K_A = \left(A_к^{пр}/A_к^р\right)^{1,2/(1,08-0,36n)}$ мало зависит от n; при $n=0{,}5$ $K_A = \left(A_к^{пр}/A_к^р\right)^{1,41}$:

при $A_к^{пр}/A_к^р$	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95
K_A при $n=0{,}5$ . . .	0,27	0,38	0,48	0,61	0,73	0,79	0,86	0,93
K_A при $n=0{,}4$ . . .	0,29	0,39	0,50	0,62	0,74	0,80	0,87	0,93

Таблица 3.7 Значения коэффициента K_m при $\gamma = 1{,}54$, $p_{пр} = 0{,}05$ и $p_p = 1$ г

n	Значения m_r					
	40	60	80	100	120	140
0,4	0,0309	0,065	0,0911	0,112	0,129	0,144
0,5	0,0264	0,0577	0,0822	0,102	0,1184	0,133
0,6	0,0225	0,0505	0,0732	0,092	0,1073	0,121
0,7	0,0191	0,0445	0,065	0,083	0,0973	0,110

Коэффициент $K_n = (0{,}813\ \beta_e^{0,3})^{(0\,1-1\,2n)/(1,03\ \ 0,36n)}$ мало зависит от величины β_e:

при n . . .	0,4	0,5	0,6	0,7
K_n при β_e по (3.19)	1,12	1,19	1,27	1,38
K_n при $\beta_e = 1$ . .	1,1	1,13	1,17	1,22

Существенное значение в (3.30) имеет коэффициент

$$K_m = (lgm_r p_{пр}/lgm_r p_p)^{1\,2\gamma/(1,03-0,36n)},$$

значения которого приведены в табл. 3.7.

Гидравлический расчет трубопроводов главного коллектора производится на полное их заполнение. Проверяется режим его работы в сухую погоду.

Пример 3.3. Произвести гидравлический расчет главного (перехватывающего) коллектора. Схема трассировки сети и нумерации расчетных участков приведена на рис. 3.10.

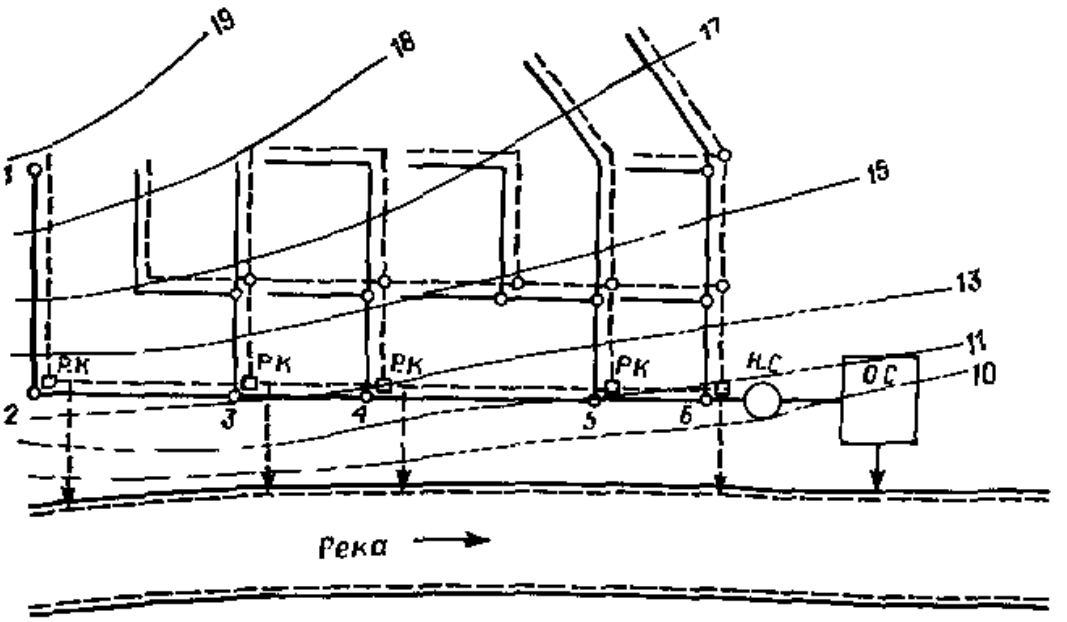


Рис 3.10 План сети полураздельной системы канализации
——— производственно бытовая сеть, – – — дождевая сеть

Таблица 3.8. **Данные расходов на участках коллектора**

Номер разделительной камеры	$Q_д$, л/с	Номер участка	Расчетный расход производственно-бытовых сточных вод, л/с
2	44,50	2 3	31,33
3	304,50	3 4	120,33
4	219,50	4—5	314,20
5	652,20	5—6	409,12
6	413,50	6 НС	540,50

Расходы дождевых вод при расчетном дожде в сечениях перед разделительными камерами и расчетные расходы бытовых и производственных сточных вод на участках главного коллектора приведены в табл. 3.8.

Глубина заложения главного коллектора в точке 2 – 1,60 м.

Результаты расчетов приведены в табл. 3.9.

Последовательность заполнения ведомости гидравлического расчета и высотного положения коллекторов (табл. 3.9) приведены ниже.

Первоначально ведомость гидравлического расчета заполняется данными, взятыми с плана сети, и материалами предварительных расчетов (графы 1, 2, 6, 8, 17, 18), а также проставляется начальная глубина заложения (графа 23) для точки 2. Находя коэффициент разделения, определяют предельные расходы дождевых вод и расчетные расходы сточных вод в главном коллекторе (графы 3...5, 7).

Для пропуска расчетного расхода при полном заполнении труб ($h/D=1$) с допустимыми в соответствии со СНиП скоростями выбирают уклон и диаметр труб с таким расчетом, чтобы пропускная способность труб (графа 12) не отличалась от суммарного расчетного расхода (графа 7) более чем на 10 %. Затем заполняются графы 9, 11...13. При назначении уклона дна труб следует стремиться к минимально возможной глубине заложения сети, что значительно уменьшает стоимость строительства; при плоском рельефе местности нужно назначать минимальные уклоны.

Для выбранного диаметра и уклона трубы проверяется гидравлический режим работы сети в сухую погоду, заполняются графы 14...16 при расчетных расходах бытовых и производственных сточных вод $Q_{сух}$ (графа 6). Если величина заполнения и скорость потока при $Q_{сух}$ соответствуют требованиям СНиП, значит, диаметр и уклон труб выбраны правильно. Если же скорость потока в сухую погоду получилась меньше допустимой, необходимо увеличить уклон.

По выбранному уклону и длине участка определяется падение отметок дна труб на расчетном участке (графа 10). Далее заполняются графы 19...22, 24 и 25. Сопряжение труб на соседних расчетных участках производится шелыга в шелыгу. При этом следует проверять, чтобы в сухую погоду не было подпоров в сети.

полураздельной сети

Обозначение участков	Расчетный расход дождевых вод перед разделительной камерой в начале участка, л/с	Коэффициент разделения	Предельный расход дождевых вод, л/с		Расчетный расход производственно-бытовых сточных вод, л/с	Суммарный расчетный расход сточных вод в главном коллекторе, л/с	Длина участка, м	Уклон дна трубы	Падение, м	Диаметр труб, мм	Пропускная способность трубы л/с	Скорость, м/с
			на участке	от начала главного коллектора								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2—3	44,50	0,25	11,12	11,12	31,33	42,45	740	0,003	2,22	300	49,8	0,7
3—4	304,50	0,25	76,12	87,24	200,33	207,57	490	0,002	0,96	550	204,3	0,86
4—5	219,50	0,25	54,88	142,12	314,20	456,32	760	0,0016	1,22	800	496,2	0,99
5—6	652,20	0,25	163,05	305,17	409,12	714,29	260	0,0016	0,35	900	679,9	1,07
6—НС	413,52	0,25	103,38	408,55	540,50	949,05	50	0,0016	0,08	1000	897,6	1,14

Продолжение табл 8.9

Гидравлический режим в сухую погоду			Отметки, м поверхности земли		Отметки, м				Глубина заложения дна трубы, м		
Наполнение		Скорость, м/с	в начале участка	в конце участка	шелыги трубы		дна трубы		в начале участка	в конце участка	средняя
$\frac{h}{d}$	h, м				в начале участка	в конце участка	в начале участка	в конце участка			
14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
0,57	0,17	0,74	13,00	11,60	11,80	9,58	11,50	9,28	1,50	2,32	1,91
0,55	0,30	0,90	11,50	11,00	9,58	8,62	9,03	8,07	2,57	2,93	2,75
0,58	0,46	1,05	11,00	10,80	8,62	7,40	7,82	6,60	3,18	4,20	3,69
0,56	0,50	1,12	10,80	10,50	7,40	7,05	6,50	6,15	4,30	4,35	4,32
0,56	0,56	1,20	10,50	10,00	4,66	4,58	3,66	3,58	6,84	6,34	6,59

Глава 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕТЕЙ ВОДООТВЕДЕНИЯ. КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ НА СЕТЯХ

4.1. Трассирование сетей водоотведения

Под трассированием сетей водоотведения в период их проектирования понимают выбор наиболее целесообразного расположения трубопроводов и изображение их осей на плане объекта водоотведения. В настоящее время делаются попытки оптимального начертания трассы сети водоотведения с помощью ЭВМ. Основной принцип трассирования — сбор поверхностных вод со всей территории населенного пункта или промпредприятия и подача их к месту очистки или к выпуску в водный объект кратчайшим путем и по возможности самотеком.

Трассирование начинается с выбора площадки под очистные сооружения и мест выпуска сточных вод. Места выпуска поверхностного стока с учетом требований, указанных в 1.1, согласуются с органами Государственного комитета по охране природы, санитарно-эпидемиологической службой и органами рыбоохраны. Степень очистки поверхностного стока устанавливается в соответствии с Правилами охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами, утвержденными Министерством мелиорации и водного хозяйства СССР, Министерством здравоохранения СССР и Министерством рыбного хозяйства СССР

Перед началом трассирования вся территория населенного пункта или промпредприятия на плане разделяется на бассейны поверхностного стока. Ограничительными линиями этих бассейнов являются границы населенного пункта (промпредприятия), а также водоразделы, тальвеги и берега водных объектов (рек, озер, морей). Например, на рис. 4.1 в населенном пункте выделено три бассейна поверхностного стока *А*, *Б* и *В*. В пределах каждого бассейна может быть применена своя система водоотведения и схема расположения трубопроводов решается индивидуально. Различные бассейны стока могут иметь свои очистные сооружения и выпуски сточных вод.

При трассировании сетей водоотведения внутри бассейна в первую очередь наносят на план местности так называемые главные для данного бассейна перехватывающие коллекторы, которые собирают все атмосферные стоки с данного бассейна. Затем на плане указываются уличные коллекторы и магистрали. Главные коллекторы по возможности располагают вдоль берегов водных объектов или в тальвегах. Для уменьшения глубины заложения труб уличных коллекторов и магистралей при плоском рельефе местности следует стремиться, чтобы они пересе-

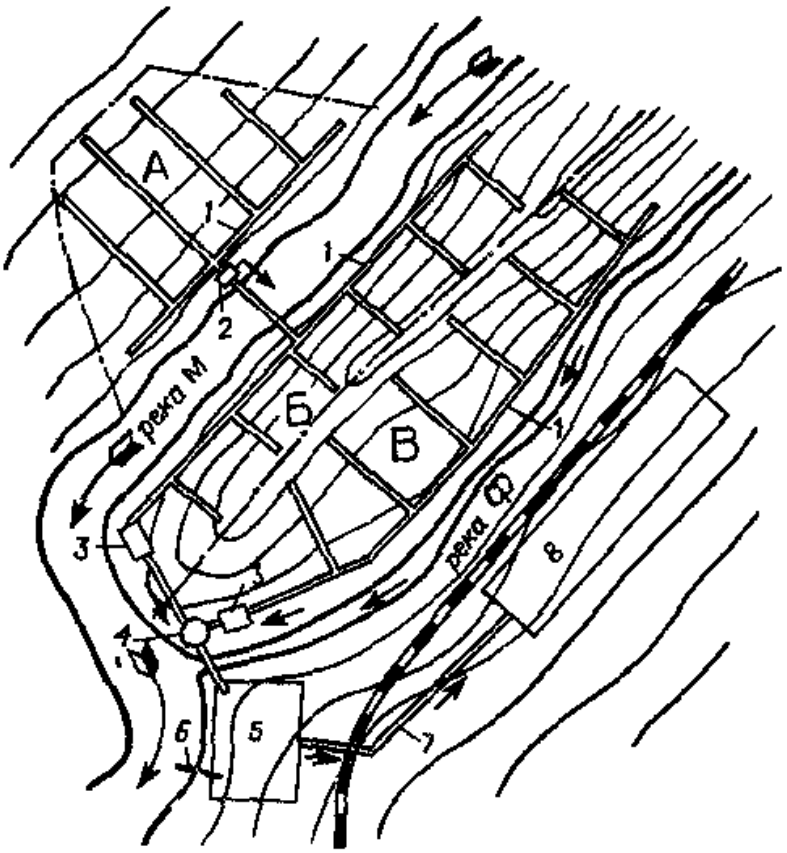


Рис. 4.1. Пример расположения коллекторов в бассейнах канализования *А*, *Б* и *В* для отведения поверхностных под с территории города

1 — трубопроводы для отведения поверхностных вод (коллекторы и магистрали); *2* — ливнеспуск; *3* - регулирующие емкости (резервуары); *4* — насосная станция; *5* — очистные сооружения для поверхностного стока; *6* — выпуск в водоток; *7* — подача очищенной воды в систему промводоснабжения; *8* — территория промпредприятия

кали горизонтали под углами, приближающимися к прямым. Однако вопрос о размещении трубопроводов на плане местности во всех случаях решается индивидуально.

При плоском рельефе границы бассейнов водоотведения определяют исходя из охвата всей территории самотечной сетью при максимальной глубине заложения труб до 5...6 м, а главный коллектор размещают посередине бассейна. Если же признано целесообразным главный коллектор сооружать подземным (тоннельным) способом, то площадь бассейна стока при плоском рельефе во многих случаях не ограничивается.

Для уменьшения расходов сточных вод, поступающих на очистку и перекачку во время сильных дождей, а следовательно, для сокращения производительности очистных сооружений и насосных станций, а также и для уменьшения диаметров труб в необходимых случаях предусматриваются регулирующие резервуары (см. рис. 4.1). При согласовании с органами Государственного комитета по охране природы, а также учреждениями

дравоохранения и рыбоохраны могут быть предусмотрены *ливнеспуски* для пропуска части поверхностных вод во время сильных дождей, интенсивность которых больше расчетной, сбрасываемых без очистки в водные объекты. Очищенные до необходимой степени поверхностные воды желательно, когда это целесообразно, использовать для водоснабжения промпредприятий, для орошения или же сбрасывать в водный объект.

В систему поверхностного водоотведения нередко включают также ручьи или небольшие речки, протекающие на территории города. При этом они могут быть либо частично или полностью заключены в трубы, либо протекать в виде естественного благоустроенного водотока, который будет использоваться также для пропуска дождевой воды во время сильных ливней. При реконструкции систем поверхностного водоотведения следует стремиться максимально использовать существующие коллекторы и сооружения дождевой канализации.

Размещение уличных магистралей поверхностного водоотведения зависит от расположения дождеприемников — внутри кварталов и на улицах или только на улицах, а также от схемы трассирования сетей относительно кварталов (см. рис. 1.2). Трассирование дождевой сети водоотведения на территории промышленных предприятий определяется расположением цехов и проездов, размещением дождеприемников и мест выпусков из цехов внутренних водостоков, а также расположением других трубопроводов.

При трассировании сетей поверхностного водоотведения в городе обычно составляется ряд вариантов, которые сравниваются между собой по приведенным затратам с учетом местных условий и необходимой степени благоустройства города. При этом, размещая сети поверхностного водоотведения на улицах, необходимо учитывать расположение других подземных магистралей и проектировать систему всех инженерных сетей комплексно, с учетом развития их на расчетный период.

Обычно сети поверхностного стока размещают посередине улиц, в пределах разделительных полос. При ширине улиц 60 м и более дождевые сети прокладывают по обеим сторонам улиц в пределах газонов. В этих случаях разделительные полосы или газоны засаживают только кустарником. Посадка деревьев разрешается на расстоянии не менее 5 м от оси труб поверхностного водоотведения.

При авариях на трубопроводах водоотведения не должно происходить подмыва фундаментов зданий и сооружений, повреждения других инженерных сетей и зеленых насаждений. С учетом этих требований, а также возможности ремонта сетей без ограничения движения транспорта минимальные расстояния в плане в свету от трубопроводов дождевых сетей до других подземных сооружений должны приниматься следующими:

фундаментов зданий и сооружений, тоннелей, ограждений опор контактной сети и сети связи, м	3
оси крайнего пути железной дороги (не менее глубины траншеи до подошвы насыпи и бровки выемки), м	4
то же, трамвая, м	2,8
бортового камня улицы, дороги, м	1,5
наружной бровки кювета или до подошвы насыпи (улицы, дороги), м	1
фундаментов опор воздушных линий электропередачи в зависимости от напряжения, м	1...3
фундаментов опор наружного освещения, м	1
водопровода, м	1,5
труб водоотведения и дренажей, м	0,4
газопроводов в зависимости от давления, м	1...5
кабелей силовых, м	0,5...1
тепловых сетей, м	1
общих коллекторов, объединяющих сети различного назначения, м	1,5

4.2. Высотная установка дождевой сети

Наименьшая глубина заложения труб дождевой сети принимается по опыту эксплуатации подобных сетей в данном районе. При отсутствии данных по эксплуатации дождевых сетей в рассматриваемом районе минимальная глубина заложения лотка труб от поверхности земли согласно СНиП 2.04.03--85 может быть назначена меньше глубины промерзания на 0,3 м при диаметре труб до 500 мм и на 0,5 м при большем диаметре труб. Во всех случаях расстояние от поверхности земли до верха трубы должно быть не менее 0,7 м. При необходимости меньшего заложения труб следует принимать меры для их защиты от повреждения наземным транспортом и промерзания

Минимальная глубина заложения коллекторов, прокладываемых способом щитовой проходки, принимается не менее 3 м от поверхности земли до верха щита. Однако опыт эксплуатации уличных дождевых сетей указывает на целесообразность заложения их лотков не выше глубины промерзания грунта. Укладка труб в зоне сезонного промерзания (на 0,3...0,5 м выше границы проникания в грунт нулевой температуры) нередко приводит к замерзанию в трубах талых вод в весеннее время, что особенно нежелательно при наличии в них осадков. Глубина заложения дождеприемников, а следовательно и лотков труб на присоединениях, в соответствии с типовыми проектами дождеприемников принимается для дорог не менее 1,13 м, а для парковых территорий — не менее 0,91 м.

Глубина заложения H, м, уличного коллектора (рис. 4.2) в начальной точке вычисляется по формуле:

$$H = h + i_n l_n + i_в l_в + (z_1 - z_2) + \Delta,$$

где h — глубина заложения линии присоединения в наиболее удаленном дождеприемнике, м; i_n, $i_в$ — уклоны труб присоединительной ветви и внутриквар-

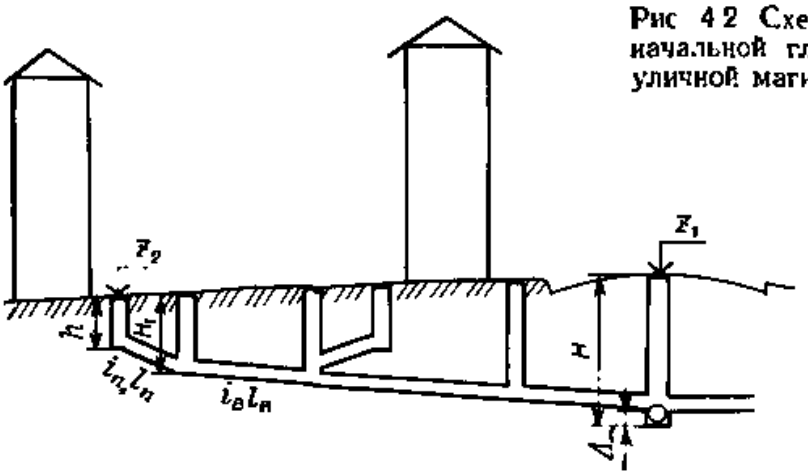


Рис 4 2 Схема к определению начальной глубины заложения уличной магистрали

альной сети ($i_r = 0{,}02$; $i_в = 0{,}005$ при $D = 200$ мм), l_r, $l_в$ — длины присоединительной ветви и внутриквартальной сети от наиболее удаленного колодца до колодца на уличной магистрали (принимаются по плану квартала с нанесенными на нем дождеприемниками и внутриквартальной сетью), м, z_1, z_2 — отметки поверхности земли после планировки соответственно на уличном проезде и у самого удаленного дождеприемника, м; Δ — перепад между лотками внутриквартальной и уличной сети ($\Delta \geqslant 0{,}5D_y$, где D_y — диаметр уличной сети), м

Максимальная глубина заложения труб, а также коллекторов, сооружаемых методом щитовой проходки, определяется по расчету в зависимости от материала труб, грунтовых условий, наличия грунтовых вод, способа производства работ, ширины проезжей части, наличия и расположения подземных сооружений и других факторов. По опыту проектирования заглубление дождевой сети при открытом способе производства работ свыше 5...6 м назначается только при соответствующем обосновании. Если рельеф местности сложный, то при чрезмерном заглублении коллекторов вопрос об устройстве насосной станции для подъема воды на самую высокую точку (вариант I на рис. 4.3, *а*) или о переходе на сооружение коллектора методом щитовой проходки (вариант II на рис. 4.3, *а*) решается путем технико-экономического сравнения вариантов.

В последнем случае имеется опыт прокладки коллекторов на глубине до 45 м Минимальный диаметр коллектора или кожуха для прокладки труб при щитовом методе проходки составляет более 1400 мм.

В ряде случаев на трубопроводах дождевых сетей устраиваются перепадные колодцы; это делается, например, для приема воды из нижерасположенных притоков, для уменьшения скоростей течения поверхностных вод в трубах, когда они по расчету получаются больше максимально допустимых (рис. 4.3, б), и др. Расстояния по вертикали в свету от трубопроводов дождевой сети водоотведения до других подземных инженерных сетей принимаются в следующих пределах:

водопроводов, транспортирующих питьевую воду, при расположении их выше трубопроводов дождевого водоотведения — 0,4...0,5 м;

других трубопроводов, кроме водопроводов, транспортирующих воду питьевого качества, - 0,2 м;

трубопроводов тепловых сетей и горячего водоснабжения при бесканальной прокладке и расположении их выше или ниже труб дождевого водоотведения - - не менее 0,4 м;

вводов хозяйственно-питьевого водопровода в здания при диаметре труб до 150 мм и прокладке его ниже труб дождевого водоотведения - не менее 0,5 м.

При прокладке трубопроводов дождевого водоотведения выше водопровода, транспортирующего питьевую воду, первый укладывают из чугунных труб, а второй — из стальных, заключенных в футляр.

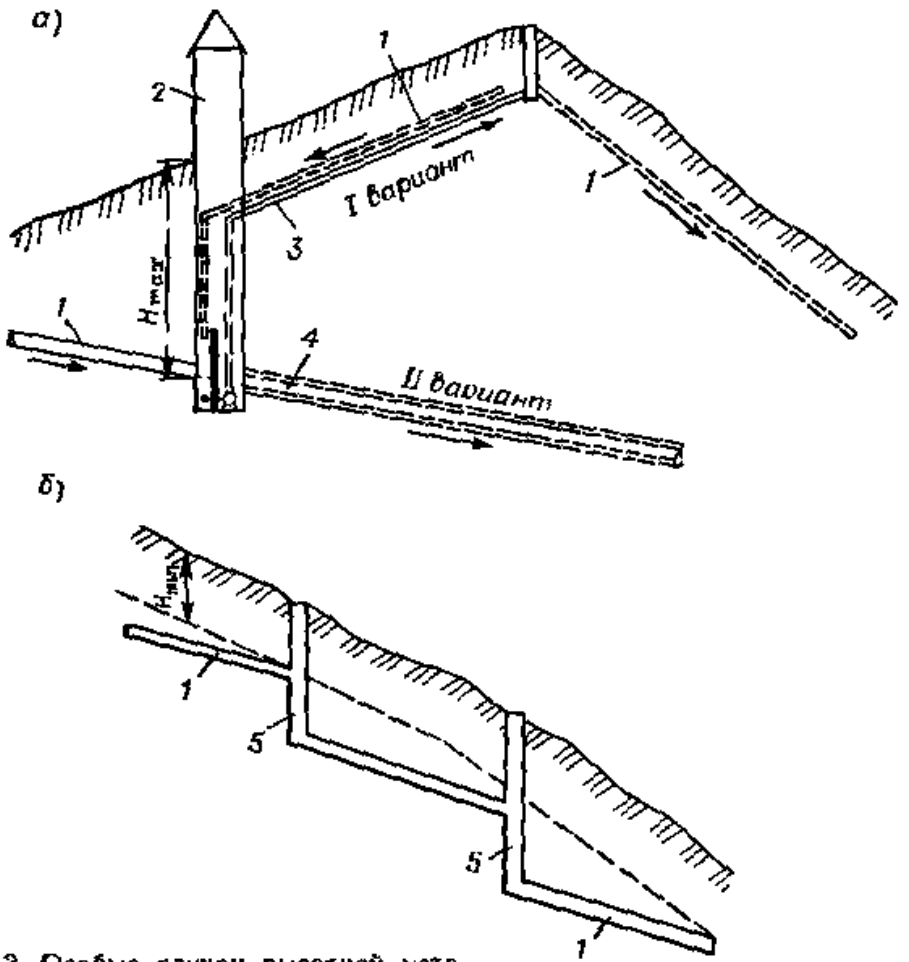


Рис. 4.3. Особые случаи высотной установки дождевых магистралей

а - заглубление трубопровода на максимальную величину; *б* - то же, при расположении на крутом склоне, когда скорость течения в нем больше максимально допустимой. *1* самотечные трубопроводы, *2* - насосная станция; *3* — напорный трубопровод; *4* самотечный трубопровод в тоннеле, *5* — перепадные колодцы

4.3. Трубы и каналы, применяемые для закрытых дождевых сетей. Открытые дождевые сети

Для самотечных безнапорных дождевых сетей рекомендуется применять железобетонные, бетонные, керамические и асбестоцементные трубы, а для напорных сетей в зависимости от давления, грунтовых и других местных условий — напорные железобетонные, асбестоцементные, чугунные и пластмассовые трубы. Напорные трубы рассматриваются в курсе «Водоснабжение».

Бетонные трубы для безнапорных дождевых сетей выпускаются раструбными и фальцевыми. Они могут быть цилиндрическими или иметь подошву. Раструбные цилиндрические бетонные трубы соединяются между собой на стыках, уплотияемых герметиками и другими подобными материалами, или на стыках, уплотняемых резиновыми кольцами. В зависимости от способа уплотнения трубы имеют различные очертания внутренней поверхности раструба. Трубы должны выдерживать внутреннее испытательное гидростатическое давление 0,05 МПа.

Раструбные бетонные цилиндрические трубы со стыками на герметиках (рис. 4.4, *а*) имеют условный проход от 100 до 1000 мм. Здесь, как обычно, под условным проходом понимается номинальный (условный) диаметр труб. Для бетонных и железобетонных труб значения условного прохода и внутреннего диаметра $D_в$ примерно совпадают. Длина труб l. составляет 1,0, 1,5 и 2 м.

В качестве заполнителей стыков применяют или просмоленную (битуминизированную) пеньковую или же иную прядь, законопаченную до половины пространства, образованного раструбом и гладким концом труб, и асфальтовую мастину, заливаемую в оставшееся пространство. Для лучшего сцепления поверхности бетона с мастикой стыкуемые части предварительно прогрунтовывают жидким раствором битума в растворителе. Применяется также замок из асбестоцементной смеси или из других герметиков (полисульфидных). По СНиП 3.05.04—85 для трубопроводов поверхностного стока в отдельных случаях допускается раструбную щель на всю глубину заделывать цементным раствором.

Раструбные бетонные цилиндрические трубы, соединяемые на резиновых кольцах, выпускаются условным проходом 400... 1000 мм, длиной 1,5 и 2 м, аналогичные трубы с подошвой условными проходами 600, 800 и 1000 мм, длиной 2 м. Плоская подошва в нижней части трубы служит для большей ее устойчивости. Фальцевые бетонные трубы изготовляются цилиндрическими условным проходом 300...800 мм, длиной 1,5 и 2 м и с

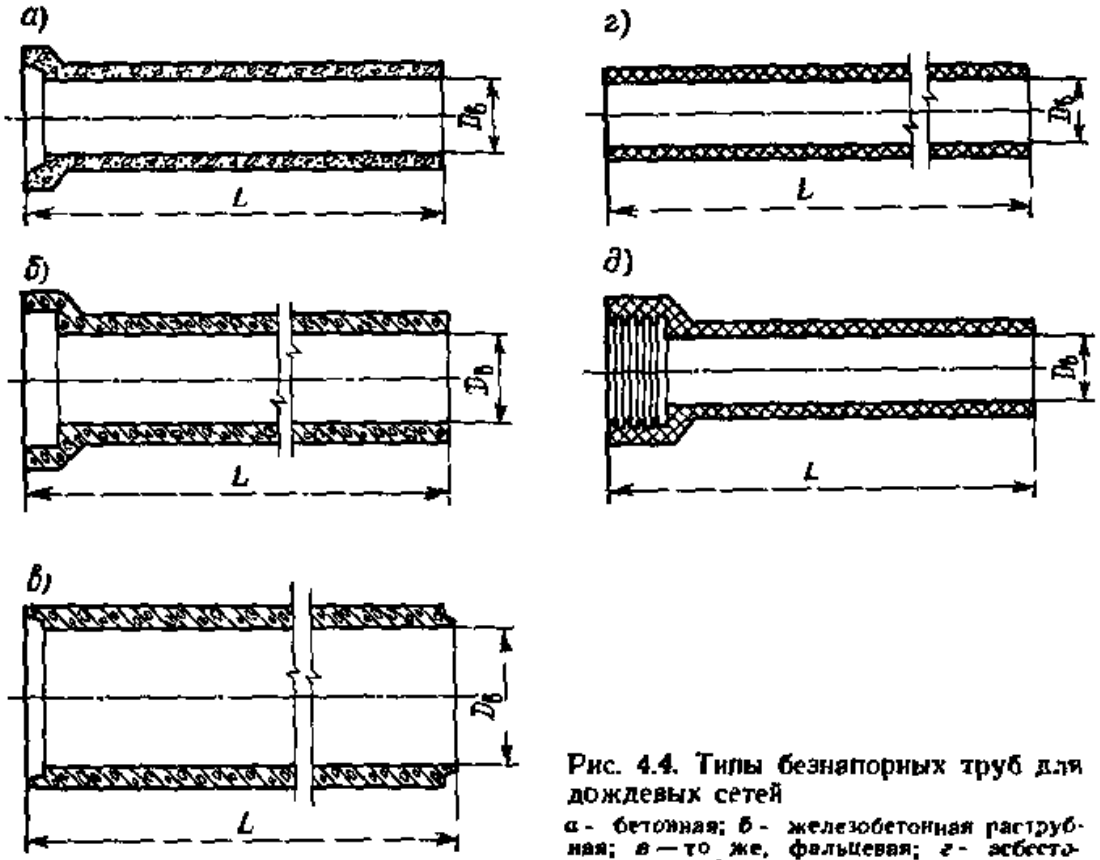


Рис. 4.4. Типы безнапорных труб для дождевых сетей

а - бетонная; *б* - железобетонная раструбная; *в* — то же, фальцевая; *г* - асбестоцементная, *д* керамическая

подошвой условным проходом 1000 мм и длиной 2 м. Стыки фальцевых труб заделывают цементно-песчаным раствором, асфальтовой мастикой и другими материалами. При сопряжении таких труб применяются также резиновые прокладки и кольца.

Достоинством бетонных труб является то, что они сравнительно дешевы, изготовлены из недефицитных материалов и с течением времени не покрываются отложениями. К недостаткам относятся их сравнительно большой вес и хрупкость при низкокачественном изготовлении. Вследствие этого обстоятельства специалисты во многих случаях стараются применить вместо бетонных труб более прочные железобетонные.

Железобетонные трубы и *каналы* имеют условный проход от 400 до 2400 мм и так же, как и бетонные, изготовляются раструбными и фальцевыми, цилиндрическими и с подошвой.

Раструбные цилиндрические трубы (рис. 4.4, б) уплотняются вышеуказанными герметиками или при помощи резиновых колец. При уплотнении стыков герметиками трубы выпускаются условными проходами 400...2400 мм, длиной 3...5 м. Трубы, соединяемые на резиновых кольцах, изготовляются условными проходами 400...1600 мм, длиной 2,5...5 м. *Раструбные безнапор-*

ные трубы с подошвой, стыки которых уплотняются герметиками, выпускаются условными проходами 1000...2400 мм, длиной 3...5 м, а аналогичные трубы, соединяемые при помощи резиновых колец, имеют условные проходы 1000...1600 мм и длину 3,5...5 м.

Фальцевые железобетонные трубы цилиндрические (рис. 4.4, *в*) выпускаются условными проходами 400...2400 мм, длиной 3...5 м, а фальцевые трубы с подошвой — условными проходами 1000...2400 мм и той же длины. Соединяются между собой они так же, как и фальцевые бетонные.

Железобетонные трубы должны быть водонепроницаемыми и выдерживать испытательные гидростатические давления, равные 0,05 МПа. Важными достоинствами железобетонных труб являются их высокая прочность, сохранение пропускной способности в течение всего периода эксплуатации, прогрессивные способы изготовления. К недостаткам следует отнести сравнительно большой вес труб и возможность повреждения стальной арматуры блуждающими токами.

Железобетонные трубы наиболее предпочтительны при отведении поверхностного стока. Трубы внутренним диаметром 400 мм рекомендуется применять для внутриквартальной сети, трубы внутренним диаметром 500...1600 мм — для уличных коллекторов, трубы бо́льших диаметров — для водоотводящих коллекторов, а также для перехвата под землей речек и ручьев.

По конструктивным особенностям безнапорные железобетонные трубы разделяются на трубы I группы — нормальной прочности и трубы II группы — усиленной прочности. Прокладка в траншеях цилиндрических труб нормальной прочности допускается на глубину до 3...4 м (над верхом трубы), а усиленной прочности до 5...6 м. Трубы с плоской подошвой допускается укладывать при их нормальной прочности до 4...6 м над верхом труб, а усиленной прочности — до 6...8 м с учетом уплотнения грунта, размеров временной нагрузки на поверхности земли и типа основания.

При строительстве дождевой системы водоотведения в условиях агрессивных грунтовых вод для защиты бетонных и железобетонных трубопроводов и железобетонных конструкций применяются специальные цементы, оклеечная изоляция, а также заполнение пазух в траншеях глинистым грунтом и другие приемы.

Асбестоцементные трубы для безнапорных трубопроводов выпускаются цилиндрическими (рис. 4.4, *г*) условным проходом 100...400 мм, длиной 2,95 и 3,95 м. Сопряжение безнапорных труб между собой осуществляется на асбестоцементных муфтах. Пространство между внутренней поверхностью муфты и наружной поверхностью труб до половины их длины заполняется просмо

ленным канатом или битуминизированной пеньковой прядью, оставшаяся часть с двух сторон муфты заполняется асфальтовой мастикой или асбестоцементом.

К преимуществам асбестоцементных труб относится их небольшая стоимость по сравнению с трубами из других материалов, небольшой вес и незначительная теплопроводность. При необходимости они легко распиливаются, с течением времени не обрастают отложениями и имеют очень гладкую внутреннюю поверхность. В то же время асбестоцементные трубы хрупки, т. е. очень слабо сопротивляются ударам. Для предохранения асбестоцементных труб от появления в них отколов и трещин разработаны специальные правила их перевозки и укладки. В частности, для перевозки применяются специально оборудованные автомашины, скорость перемещения которых не должна превышать 30 км/ч; погрузка и выгрузка труб производится кранами, оборудованными траверсами, т. е специальными захватами. Асбестоцементные трубы в основном используются для строительства внутриквартальной сети и присоединительных ветвей в районах, где попадание в воду песчаных частиц сравнительно незначительное.

Керамические трубы применяются в основном для загрязненных стоков, поскольку они дороже бетонных и асбестоцементных. В частности, керамические трубы рекомендуются к использованию, когда транспортируется агрессивный дождевой сток с площадок промышленных предприятий или при прокладке их в агрессивной среде (при отсутствии значительных вертикальных нагрузок). Цилиндрические раструбные трубы (рис. 4.4, *д*) выпускаются номинальным диаметром 150...600 мм, длиной 1... 1,5 м. Внутренняя поверхность раструба и гладкий конец трубы имеют специальные бороздки, способствующие лучшему сцеплению материалов, заполняемых враструб, со стенками трубы. Для соединения труб применяются описанные выше асфальтовые или асбестоцементные сопряжения. Внутренняя и наружная поверхности керамических труб в процессе производства покрываются глазурью, которая предохраняет их от агрессивного воздействия сточных и грунтовых вод и придает стенкам гладкость.

При перевозке и укладке керамических труб следует соблюдать специальные правила предосторожности, поскольку главным недостатком этих труб так же, как и асбестоцементных, является хрупкость. В частности, трубы принято транспортировать в специальных контейнерах; в траншею трубы опускают с особой осторожностью.

Наряду с трубами для отведения больших расходов дождевых вод широко применяются *сборные железобетонные каналы*. Железобетонные каналы собираются из отдельных блоков; при диаметре канала до 2 м они обычно имеют круглое сечение

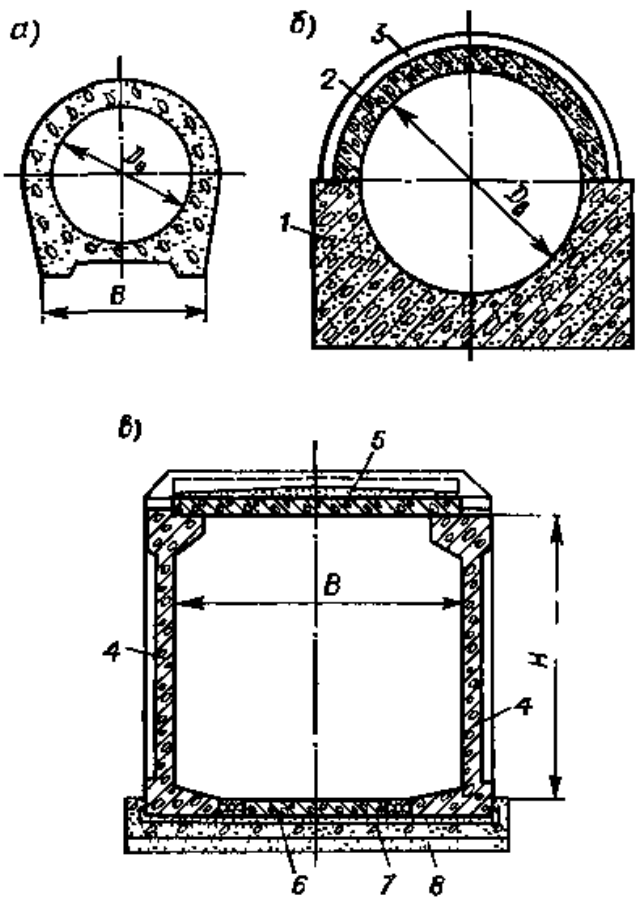


Рис 4.5 Сечение труб и каналов

а бетонная (железобетонная) труба с плоской подошвой; *б* — сборные каналы круглого сечения; *в* то же, прямоугольного; *1* — стул; *2* — свод; *3* - поясок в месте соединения блоков; *4* — стеновые блоки (панели); *5* — блок перекрытия; *6* - блок днища; *7* — подготовка из бетона, *8* - подготовка из щебня

(рис. 4.5, *а*, *б*), а при больших размерах — прямоугольное (рис. 4.6, *в*).

Каналы круглого сечения состоят чаще всего из двух элементов — стула и свода, длина свода обычно 2...4 м, а стула — 1...2 м. Каналы прямоугольного сечения могут быть выполнены из прамоугольных элементов обычной конструкции (см. рис. 4.5, *в*) или из отдельных блоков со шпунтовыми стенками, плоскими днищем и перекрытием. На отдельных участках, например криволинейных, при малых объемах работ применяют железобетонные коллекторы монолитной конструкции.

При необходимости заложения коллекторов на глубину более 6...8 м, в стесненных условиях городской застройки, а также при неблагоприятных геологических условиях в верхних слоях земной коры строительство коллекторов целесообразно осуществлять подземным (закрытым) способом путем применения щитовой проходки. В этом случае коллекторы собирают из сегментных железобетонных блоков-тюбингов. С целью повышения водонепроницаемости и долговечности тоннелей, изготовленных из блоков в виде тюбингов, внутри таких тоннелей устраивается железобетонная рубашка и при необходимости — гидроизоляция.

Конструкция основания под трубы принимается в зависимости от диаметра труб, гидрогеологических условий, вида грунтов и их несущей способности. В нормальных достаточно плотных грунтах с допускаемым давлением на грунт не менее 0,15 МПа трубы всех типов рекомендуется укладывать на естественное ненарушенное основание, причем ложе под трубу устраива-

ют непосредственно перед ее укладкой таким образом, чтобы труба соприкасалась с ненарушенным грунтом не менее чем на 1/4 окружности (угол обхвата около 90°). Уложенные таким образом трубы (рис. 4.6, *а*) выдерживают нагрузки от внешнего давления на 30...40 % больше, чем трубы, опирающиеся на естественный грунт по образующей. Если под трубами залегают связные (глинистые, суглинистые), крупнообломочные (гравий, галечник) или скальные породы, то устраивается песчаная подушка толщиной не менее 0,1 м (рис. 4.6, *б*).

При укладке трубопроводов диаметром более 300 мм в грунтах с допустимым давлением 0,15...0,1 МПа под трубами устраивают искусственное основание из монолитного бетона (рис. 4.6, *в*), а при малых диаметрах труб (до 300 мм) в сухих грунтах — гравийно-щебеночную подготовку, втрамбованную в грунт слоем не менее 0,15 м, поверх которой устраивается песчаная подушка толщиной 0,15 м.

В грунтах с допускаемым давлением не менее 0,1 МПа, но с возможной неравномерной их осадкой, например в свеженасыпанных, в многослойных грунтах с различными физико-механическими свойствами и т. п., устраивается искусственное основание из железобетона (рис. 4.6, *г*). При допустимом давлении на грунт менее 0,1 МПа, и в частности в торфяных, илистых и т. п. грунтах, тип основания разрабатывается по специальному проекту; это может быть железобетонное основание на бетонной плите, железобетонные свайные основания (ростверки) и др.

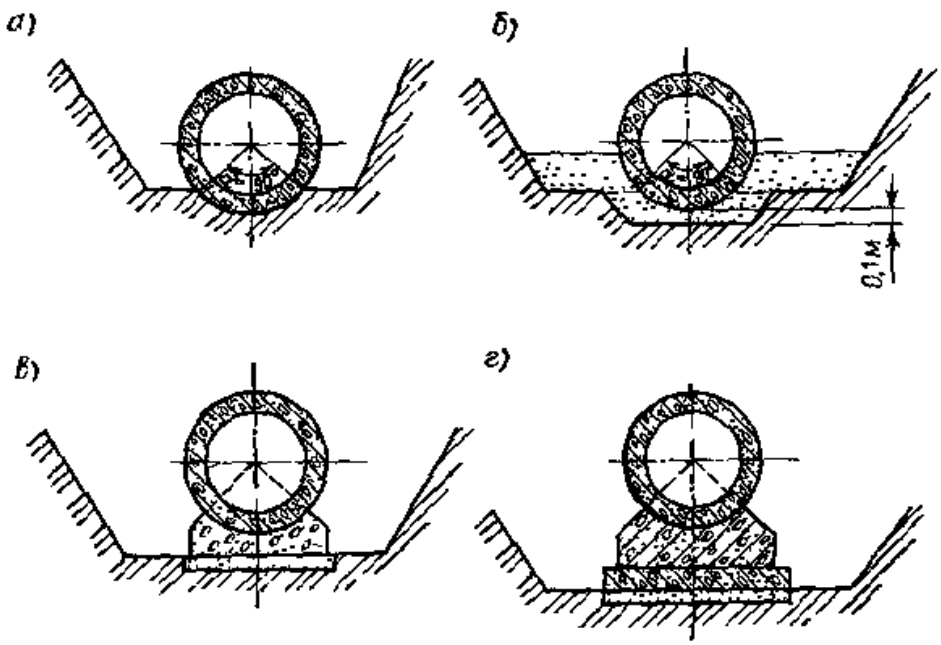


Рис 4.6. Устройство оснований под трубы
а — естественное, *б* — песчаная подушка; *в* - бетонный стул; *г* — железобетонное

В просадочных грунтах трубы укладываются непосредственно на грунт, который предварительно замачивается водой и уплотняется на глубину 0,2...0,25 м. В водонасыщенных грунтах, хорошо отдающих воду, трубы укладываются по слою щебня, гравия или крупного песка слоем 0,15...0,2 м; по бокам труб обычно устраиваются дренажные лотки для отвода воды.

Открытые дождевые сети выполняются в виде борт-лотков, расположенных вдоль крайней полосы проезжей части улицы или тротуара, а также в виде кюветов, канав или водоотводных открытых каналов.

Борт-лотки устраивают из сборных железобетонных (бетонных) элементов, из монолитного бетона, из асбестоцементных труб, разрезанных пополам и т. п. Некоторые наиболее распространенные из них изображены на рис. 4.7. Лотки бывают тре-

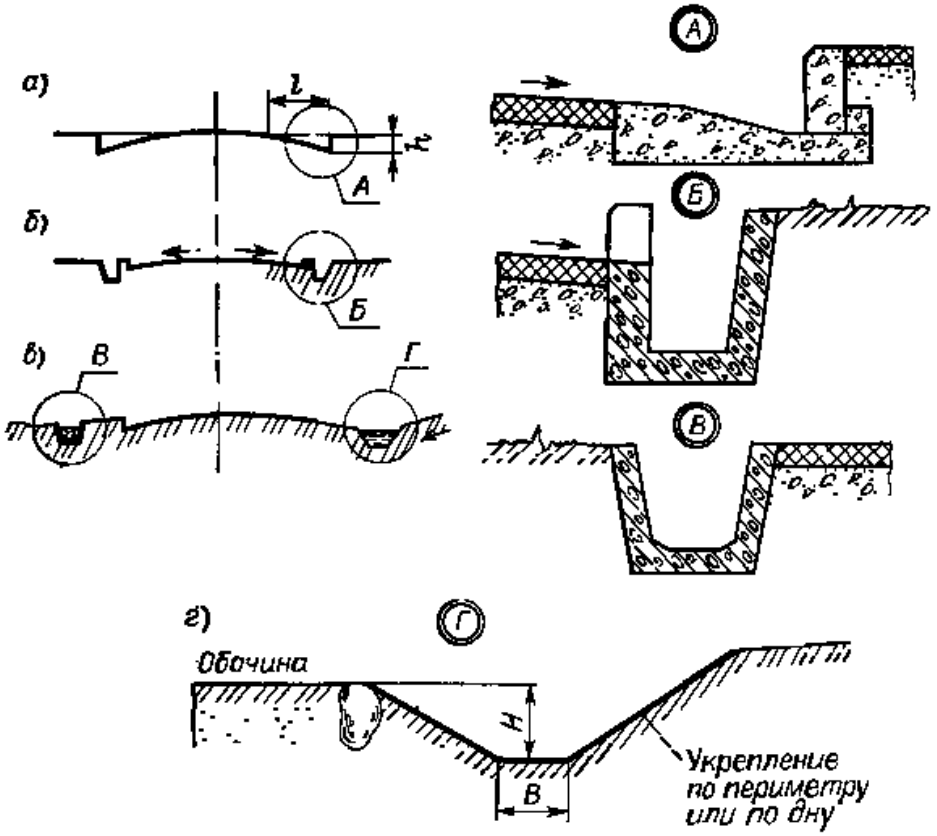
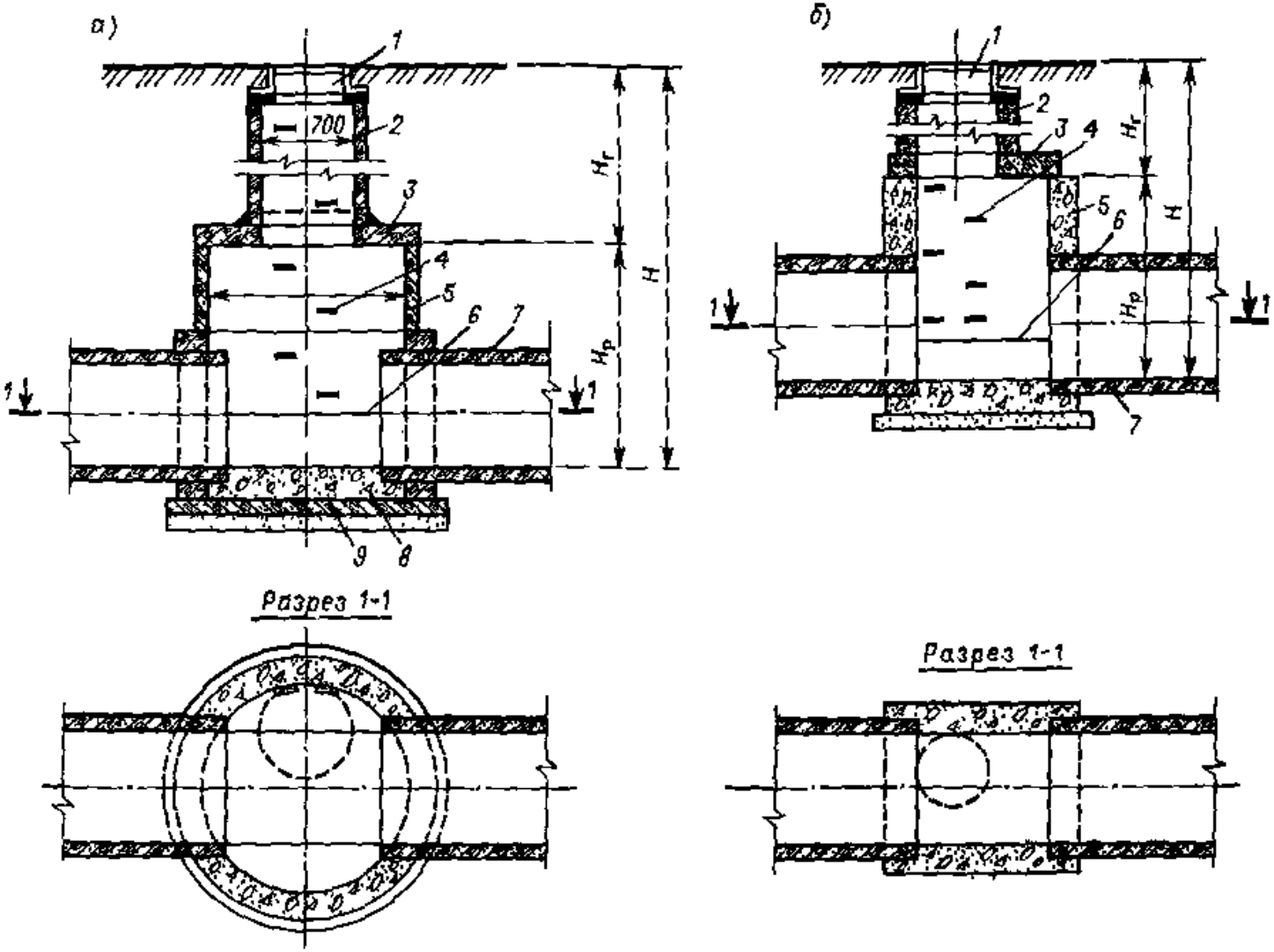


Рис. 4.7. Типы открытых дождевых сетей

а - борт-лоток бетонный треугольный; *б* – то же, армированный прямоугольный, *в* то же, армированный трапецеидальный лоток, *г* - кювет мощеный или одернованный

Рис. 4.6. Типы колодцев дождевой канализации

а — круглый из сборных железобетонных элементов, *б* - прямоугольный комбинированный — рабочая часть из монолитного бетона, горловина из сборных железобетонных элементов, *1* - люк с крышкой; *2* — горловина; *3* — плита перекрытия, *4* ходовые скобы; *5* — стенки сборные или из монолитного бетона, *6* граница набивки лотка *7* — трубы водоотведения, *8* — лоток, *9* - плита днища


а)
б)
700
Hг
H
Hр
1
2
3
4
5
6
7
8
9
Разрез 1-1
Разрез 1-1

угольного, трапецеидального, прямоугольного или полукруглого сечения.

Размеры лотков определяются по расчету. Глубина воды в лотке (h), входящем в конструкцию внутриквартальных проездов, при расчетном дожде не должна превышать 0,05 м. На улицах, кроме того, ограничивается ширина потока воды (l), в лотке перед дождеприемником она не должна превышать 2 м (см. рис. 4.7, *а*).

Кюветы (рис. 4.7, *в*) размещают по сторонам проезжей части дороги непосредственно за обочинами или за бортовыми камнями, при ограждении ими проезжей части дороги. В последнем случае в бортовых камнях делают разрывы для сброса воды из лотков в кюветы. Кюветы обычно устраивают трапецеидального сечения; стенки их укрепляют по дну или по всему периметру мощеным камнем, бетонными плитами, монолитным бетоном или сборными железобетонными плитами.

Водоотводные канавы для перехвата дождевых вод с вышерасположенных территорий устраиваются аналогично кюветам. В местах пересечения кюветов и канав с уличными проездами, въездами в кварталы или во дворы предусматриваются водопропускные трубы диаметром не менее 0,5 м или мостики.

Наименьшие размеры кюветов и канав трапецеидального сечения следующие: ширина по дну $B=0{,}3$ м, глубина $H=0{,}4$ м. Запас глубины канав над расчетным горизонтом должен быть не менее 0,2 м. Максимальная глубина кюветов и канав в населенном пункте не должна превышать 1 м.

Ниже приводятся наименьшие уклоны открытых дождевых сетей:

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

Скорости течения, м/с, дождевых вод в кюветах и канавах не должны превышать наибольших скоростей, величины которых зависят от вида крепления стенок канала и при глубинах потока от 0,4 до 1 м принимаются равными нижеприведенным значениям *.

Крепление бетонными плитами стенок канала	4,0
Одерновка откосов плашмя	1,0
То же, в стенку	1,6
Мощение откосов одинарное	2,0
То же, двойное	3...3,5
Известняки, песчаники средние	4,0

* При глубине потока менее 0,4 м значения наибольших скоростей течения воды следует принимать с коэффициентом 0,85, при глубине свыше 1 м – с коэффициентом 1,25.

В ряде случаев в населенных пунктах устраивают открытые водоотводные каналы, в которые нередко включают также протекающие в населенном пункте небольшие речки. Эти каналы могут иметь разнообразные конструктивные решения в зависимости от местных условий, применяемых материалов и архитектурных требований. Десятиметровая прибрежная зона у канала (без учета откосов) не должна застраиваться и озеленяться (кроме газонов).

4.4. Колодцы и камеры

На дождевых сетях устраиваются смотровые и перепадные колодцы, а также камеры в местах слияния двух или трех водостоков большого диаметра. *Смотровые колодцы* предусматриваются в местах присоединения к коллектору, к уличной или к внутриквартальной магистрали, в местах изменения направления, уклонов и диаметров трубопроводов, а также на прямых участках на расстояниях, м:

при диаметрах труб	200...450	мм	. . . . .	50
» » »	500...600	мм	. . . . .	75
» » »	700...900	мм	. . . . .	100
» » »	1000...1400	мм	. . . . .	150
» » »	1500...2000	мм	. . .	200
» » »	более 2000	мм	. . . .	250...300

Колодцы и камеры выполняются из сборного или монолитного бетона и железобетона.

Колодцы обычно состоят из рабочей части высотой $H_р$ и горловины высотой $H_г$ (рис. 4.8). Высота рабочей части, если это возможно, принимается равной 1,8 м. При диаметрах труб менее 700 мм эта высота считается от полки лотка колодца до перекрытия, при диаметрах труб 700...1400 мм включительно высота рабочей части отсчитывается (см. рис. 4.8) от *лотка* трубы наибольшего диаметра. При мелком заложении трубопроводов допускается уменьшать высоту рабочей части колодца по согласованию с эксплуатирующей организацией. На трубопроводах диаметром 1500 мм и более рабочая часть колодца не предусматривается.

При диаметрах водоотводящих труб до 500 мм рабочая часть колодцев выполняется обычно из круглых железобетонных колец диаметром 1000 мм (см. рис. 4.8, *а*). При диаметрах водоотводящих труб 700 мм и более колодцы делают как круглыми из железобетонных колец 1500 и 2000 мм, так и прямоугольными. Длина лотковой части в этом случае принимается равной 1000 мм, а ее ширина назначается равной диаметру наибольшей трубы. Полки *лотков* в колодцах устраиваются только на трубопроводах диаметром до 900 мм, причем располагаются они на уровне половины диаметра наибольшей трубы. При больших

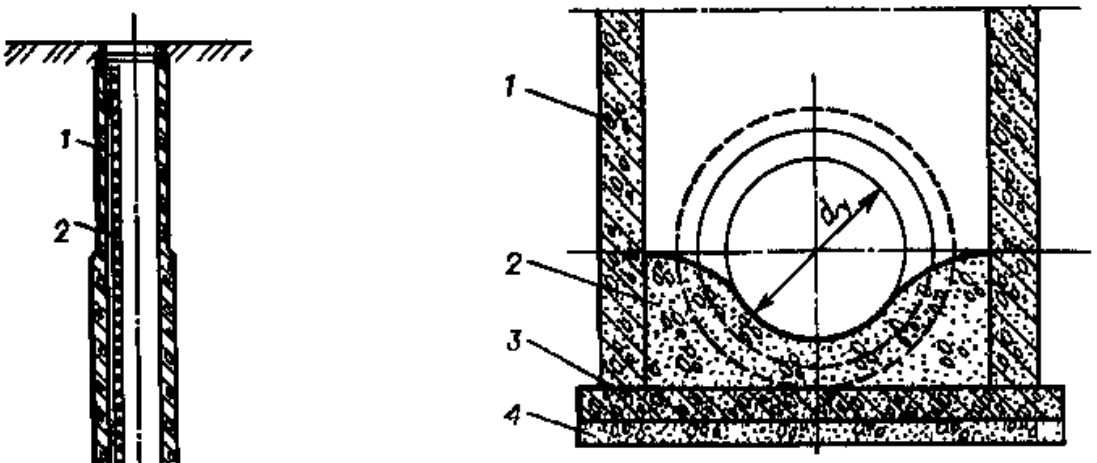


Рис. 4.9. Деталь лотка

1 — стенка колодца; *2* — лоток из бетона М 200; *3* — плита днища; *4* — бетонная подготовка

←

Рис. 4.10. Смотровой колодец для глубоко заложенных коллекторов

1 - шахтный ствол; *2* — лестница; *3* — коллектор

диаметрах набивка лотка осуществляется, как показано на рис. 4.9.

Горловины колодцев устраиваются из стандартных железобетонных колец диаметром 700 мм. Высота горловины $H_г$ принимается в соответствии с заглублением колодца, которое должно быть не более 7 м. Сверху горловины на специальное опорное кольцо устанавливается люк с крышкой. Верх люка (крышки) должен быть на одном уровне с поверхностью проезжей части дороги, а в зеленой зоне — возвышаться на 60...70 мм над поверхностью земли. Если система водоотведения сооружается на незастроенной территории, то крышка люка должна возвышаться на 200 мм над поверхностью земли. При наличии грунтовых вод устраивается наружная обмазочная гидроизоляция днища и стенок колодца на высоту, на 0,5 м превышающую уровень грунтовых вод. Для спуска в колодцы в их стенки заделывают ходовые скобы, иногда колодцы оборудуются металлическими лестницами.

На коллекторах, проложенных на большой глубине методом щитовой проходки, для наблюдения за работой трубопроводов предусматривают устройство смотровых шахтных стволов или скважин диаметром 0,9 м или более. Расстояние между шахтными стволами должно быть не менее 500 м. Подобные устройства выполняются по индивидуальным проектам. Одно из возможных решений представлено на рис. 4.10.

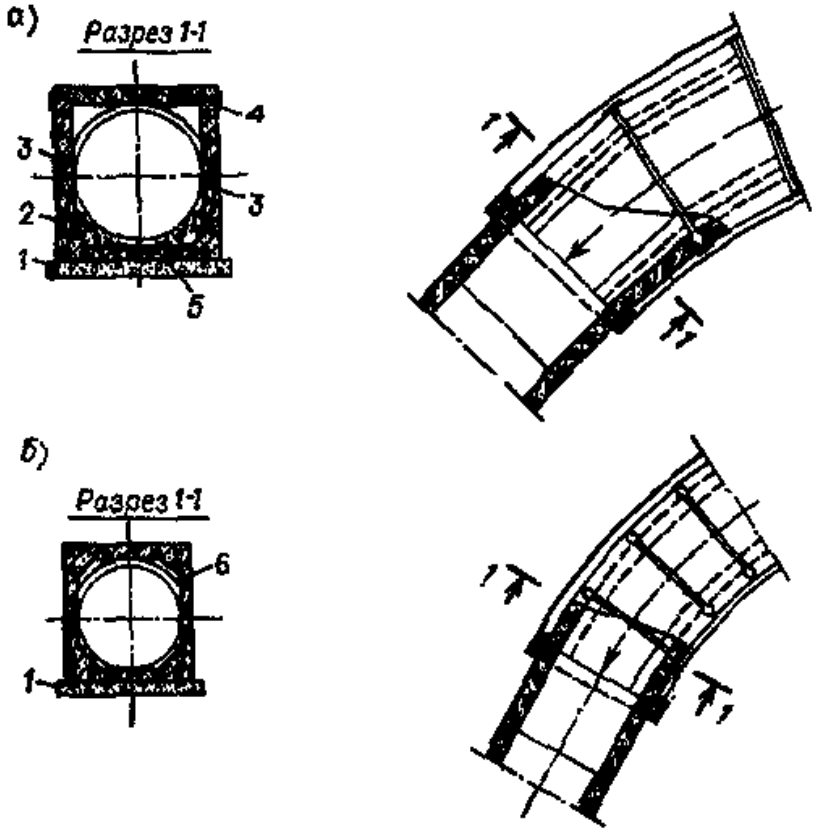


Рис. 4.11. Устройство поворотов на водостоках больших диаметров

а — на сборных конструкций; *б* — из прямоугольных замкнутых элементов; *1* — бетонная подготовка; *2* — монолитный бетон; *3* — стеновые блоки, *4* — плита перекрытия; *5* — плита-вставка; *6* — прямоугольный замкнутый элемент

Повороты на водосточных коллекторах выполняются разными способами. При диаметрах труб до 1000 мм повороты, как обычно, выполняются внутри колодцев с радиусом не менее диаметра наибольшей трубы и с углом поворота не более 90°. При диаметрах труб 1200 мм и более повороты коллекторов выполняются или в виде поворотных вставок, или путем применения специальных поворотных камер. В первом случае водосток прокладывается по кривой радиусом не менее пяти его диаметров. При этом трубы в пределах поворота заменяются сборными железобетонными элемеятами, состоящими из стеновых блоков, днища и перекрытия (рис. 4.11, *а*) или из отдельных замкнутых элементов (рис. 4.11, *б*). В начале и в конце криволинейного участка устанавливают колодцы.

Другим решением при проектировании поворотов на водостоках может быть применение нестандартных поворотных камер (рис. 4.12). В каждой из таких камер осуществляется поворот трассы на 15, 30, 45 или 60°. При необходимости устройства поворота под бо́льшим углом применяют несколько камер. Внутри

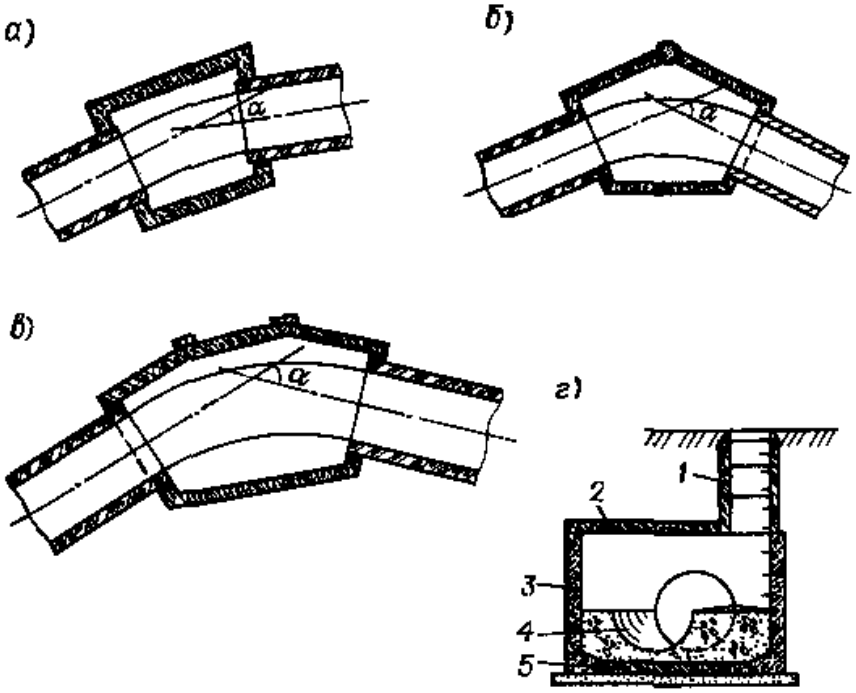


Рис 4.12 Конструкции сборных поворотных камер

а — при углах поворота $\alpha = 15..30°$, *б* — то же, при $\alpha = 45°$, *в* — то же, при углах поворота $\alpha = 45..60°$; *г* — разрез поворотной камеры; *1* — горловина; *2* — железобетонное перекрытие; *3* — стеновые блоки; *4* — лоток; *5* — железобетонное днище

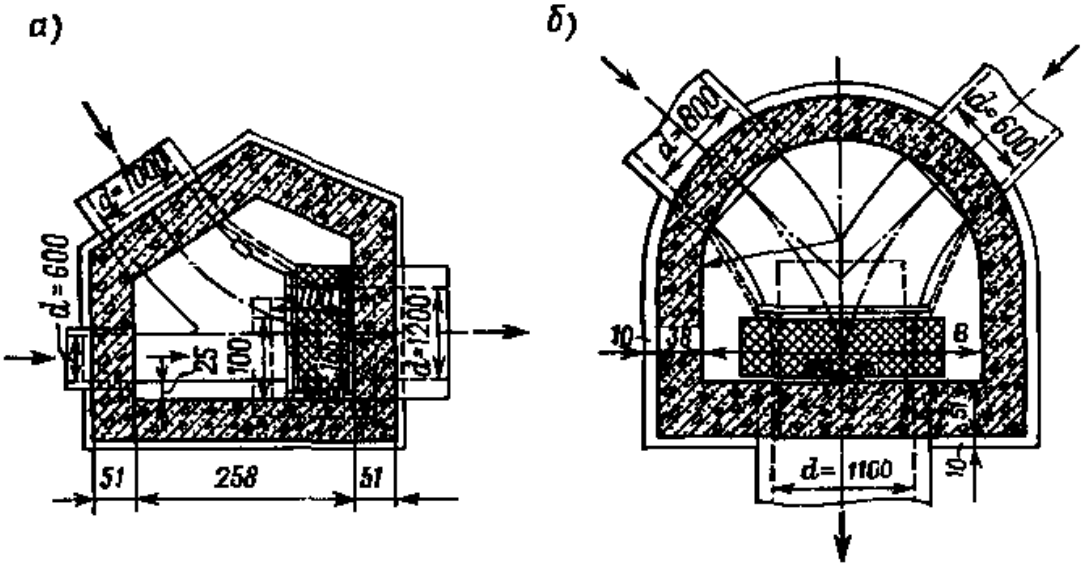


Рис. 4.13. Соединительные камеры на коллекторах больших диаметров

а — с одним притоком; *б* — с двумя

Размеры указаны в см, диаметры труб — в мм

камер устраивается открытый лоток. Камеры имеют горловину из стандартных колец диаметром 700 мм.

В местах слияния двух или нескольких водостоков большого диаметра вместо колодцев устраивают соединительные камеры (камеры слияния). Они имеют различное конструктивное оформление (рис. 4.13) и выполняются из монолитного бетона или из железобетонных блоков. Камеры имеют горловину с люком.

Перепадные колодцы предусматриваются при необходимости понижения оси трубопровода для приема притоков, во избежание возникновения в трубах скоростей течения, превышающих максимально допустимые (см. рис. 4.3, *б*), при пересечении с другими подземными сооружениями и для устройства затопленных выпусков.

Для труб диаметром 300...400 мм обычно применяют те же перепадные колодцы, что и для сетей бытового водоотведения. В этом случае перепад осуществляется в колодце в виде стояка площадью сечения не менее живого сечения подводящего трубопровода. При диаметрах труб 500 мм и более в зависимости от величины перепада применяются перепадные колодцы водосливного или водобойного типов.

Перепадные колодцы водосливного типа применяются для труб диаметрм 500...1600 мм с высотой перепада до 1 м (рис. 4.14). Рабочая часть колодцев выполняется из монолитного бе-

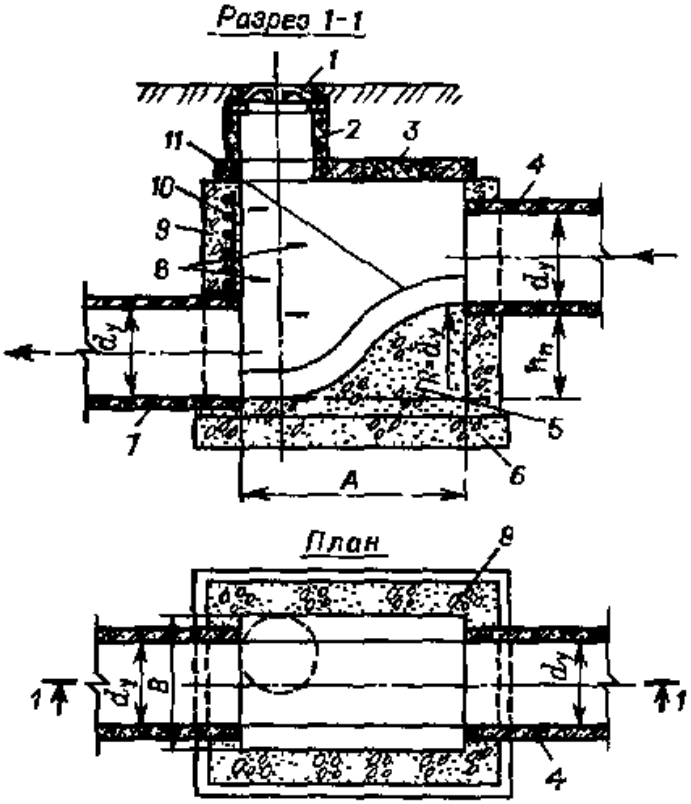


Рис. 4.14. Перепадный колодец для сетей дождевого водоотведения водосливного типа

1 — люк с крышкой; *2* — горловина; *3* - плиты перекрытия; *4* — подводящий коллектор; *5* — монолитный водослив; *6* — днище; *7* — отводящий трубопровод; *8* — ходовые скобы; *9* — монолитные бетонные стенки; *10* — арматурная сетка для усиления стенки; *11* — граница набивки лотка

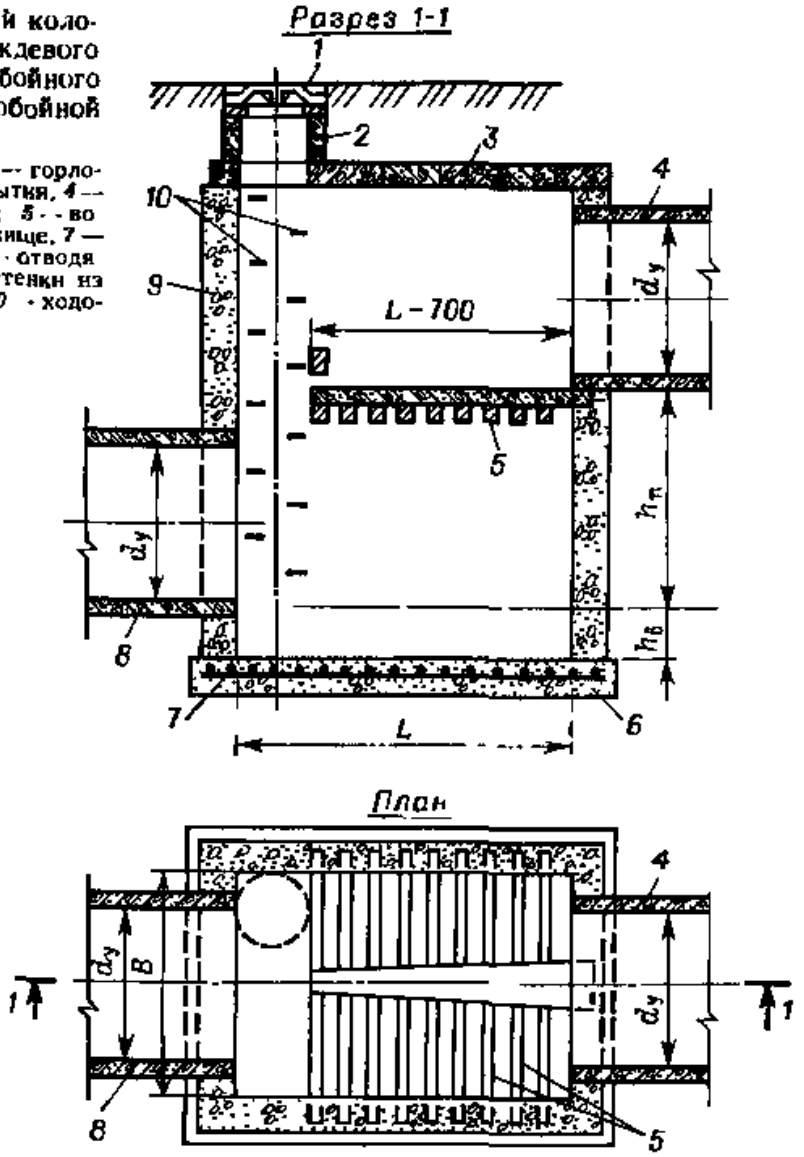


Рис. 4.15. Перепадный колодец для сетей дождевого водоотведения водобойного типа с одной водобойной решеткой

1 — люк с крышкой; *2* — горловина; *3* — плиты перекрытия, *4* — подводящий коллектор; *5* — водобойные плиты; *6* — днище, *7* — арматурная сетка; *8* — отводящий трубопровод; *9* — стенки из монолитного бетона; *10* — ходовые скобы

тона, колодец имеет в плане прямоугольную форму. Сопряжение подводящей и отводящей труб в колодце осуществляется в виде плавного открытого лотка, который набивается в форме водослива практического профиля. Горловина колодца собирается из стандартных колец диаметром 700 мм. В стенке колодца, расположенной напротив подводящей трубы, закладывается сетка из арматуры диаметром 8 м. Такое укрепление стенки предохраняет ее от бурного потока воды.

Перепадные колодцы водобойного типа разработаны для труб диаметром 500...1600 мм при высоте перепада 1...4 м (рис. 4.15). В качестве гасителя энергии в таких колодцах используется водобойная решетка, выполненная из железобетонных балок (плит). При высоте перепада 1...3 м колодец устраивается

с одной решеткой (см. рис. 4.15), а при большей высоте перепада — с двумя последовательно расположенными по высоте решетками.

Колодцы выполняются из монолитного бетона прямоугольной или круглой в плане формы; круглые — только при диаметрах труб не более 1 м и высоте перепада до 3 м. При устройстве перепадных колодцев в водонасыщенных грунтах предусматривается наружная гидроизоляция на 0,5 м выше уровня грунтовых вод.

4.5. Дождеприемники

Для предотвращения затопления поверхностными водами улиц и подвальных помещений весьма большое значение имеет рациональная расстановка дождеприемников. 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 (пилообразный профиль 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 дождеприемни-

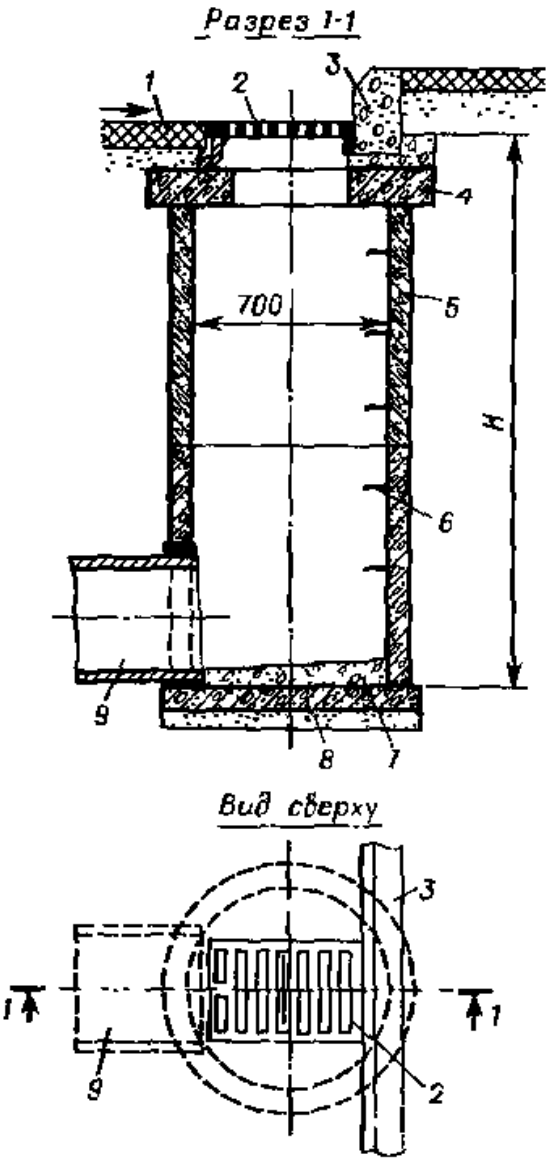


Рис 4.16 Дождеприемник из сборных железобетонных элементов

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

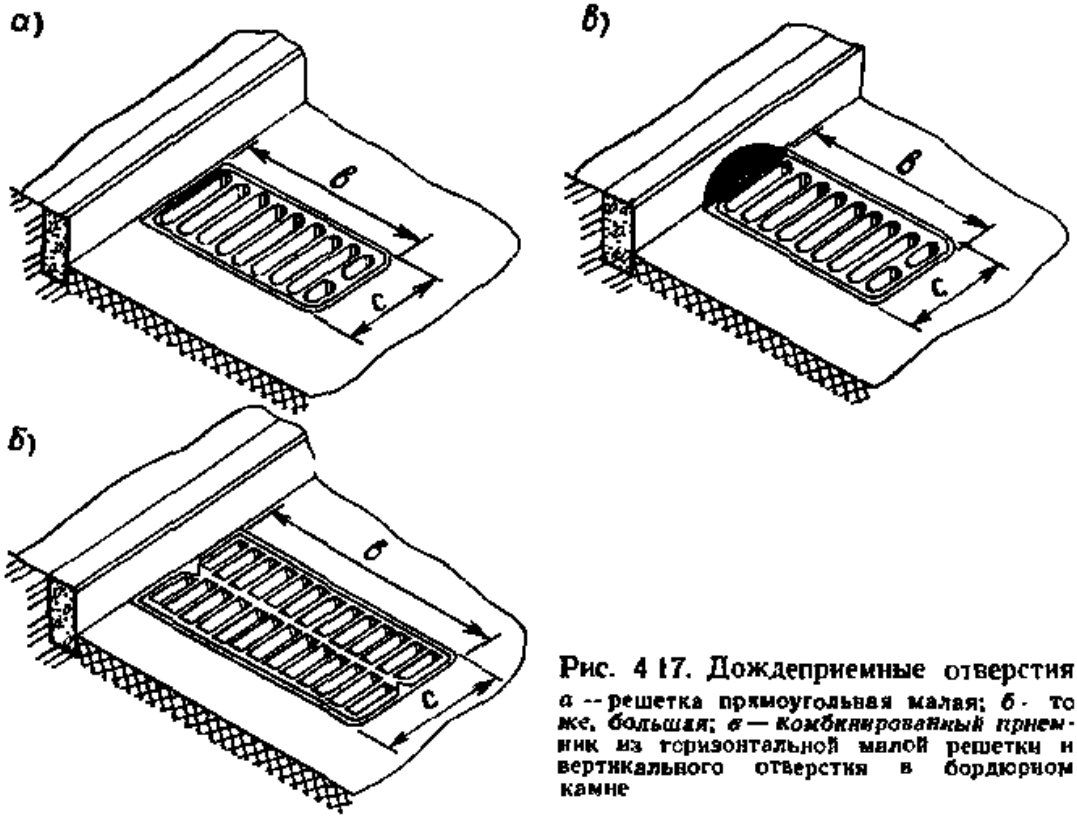


Рис. 4.17. Дождеприемные отверстия *а* — решетка прямоугольная малая; *б* — то же, большая; *в* — комбинированный приемник из горизонтальной малой решетки и вертикального отверстия в бордюрном камне

ка, 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.

Дождеприемные колодцы собираются обычно из сборных железобетонных элементов. Стенки делают из железобетонных колец диаметром 0,7 м и 1 м. Общий вид дождеприемника представлен на рис. 4.16. Глубина дождеприемных колодцев H зависит от глубины промерзания грунтов. По типовым проектам для дорог величина H составляет 1130...2020 мм, а для парковых территорий — 910...1380 мм. В местах примыкания соединительной трубы к дождеприемнику пространство между стенками трубы и колодца заделывается просмоленной прядью и асбоцементным раствором с двух сторон. Допускается присоединение к дождеприемникам водосточных труб зданий и дренажных трубопроводов.

Дождеприемные отверстия обычно перекрываются горизонтальными решетками; наряду с ними устраиваются вертикальные отверстия в плоскости бордюрного камня или комбинированные горизонтальные решетки и вертикальные отверстия (рис. 4.17).

При комбинированных отверстиях диаметр водоприемного колодца принимается равным 1 м, в остальных случаях — 0,7 м.

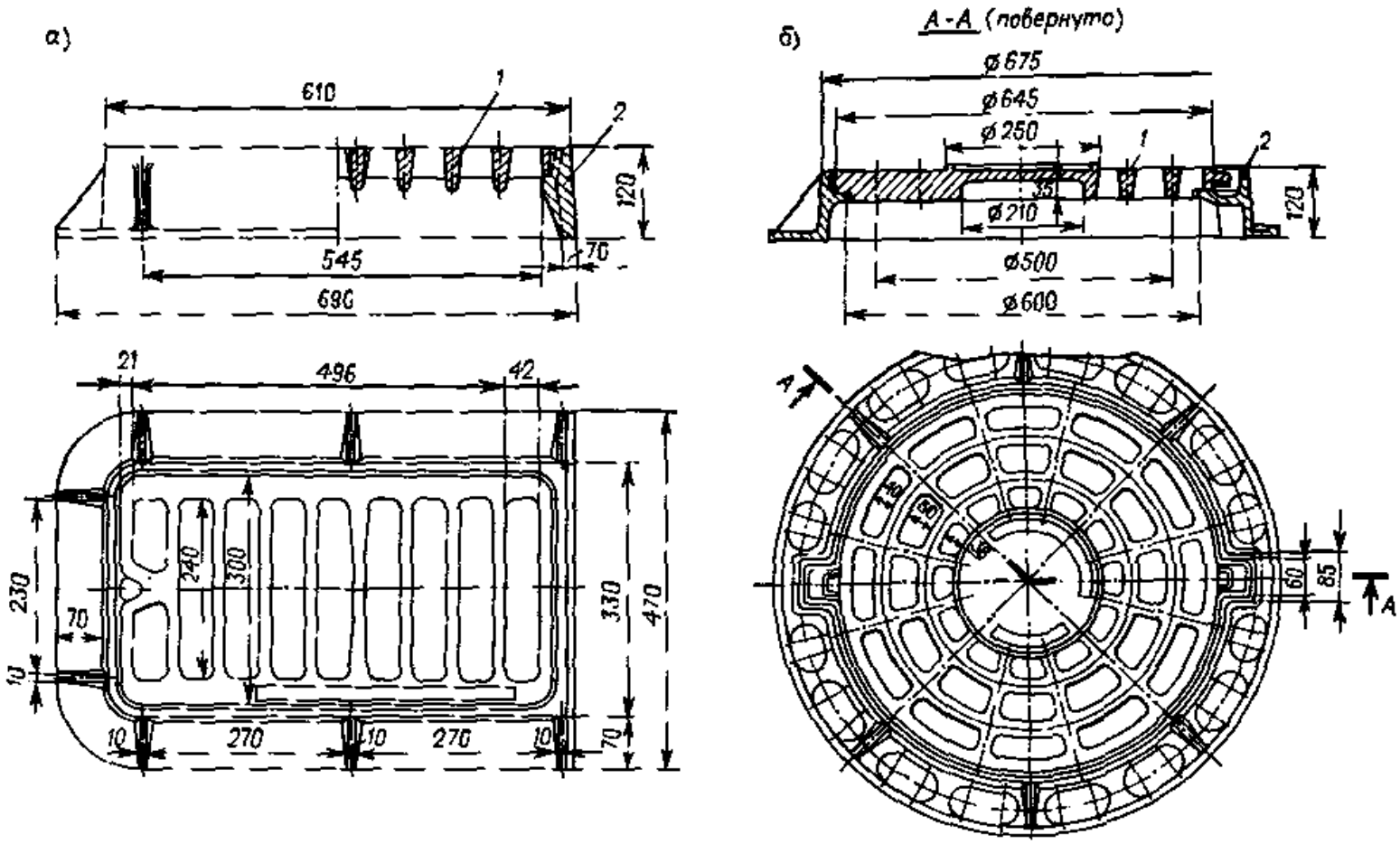


Рис 4.18. Дождеприемные решетки (ГОСТ 26008—83)
а — малая прямоугольная; *б* — круглая. *1* — решетка; *2* — люк

В соответствии с ГОСТ 26008—83 на дождеприемники 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. 4.17, *а* и рис. 4.18, *а*).

В населенных пунктах с пересеченным рельефом при продольном уклоне улиц не менее 0,005 рекомендуется применять большие чугунные прямоугольные решетки типа ДБ, которые имеют ширину $b=80$ см и длину $c=40$ см (см. рис. 4.17, *б*). Для реконструкции и ремонта существующих дождеприемных колодцев, которые нередко оборудованы круглыми в плане решетками, указанным выше ГОСТом предусматривается изготовление круглых решеток (см. рис. 4.18, *б*).

С целью приема дождевой воды в садах, парках, а также во дворах при отсутствии регулярного движения транспорта разрешается применять чугунные облегченные решетки или железобетонные решетки.

Пропускная способность решеток в зависимости от того, затапливается ли она при расчетном расходе или нет, определяется по формулам водослива с широким порогом или по формуле истечения через отверстия. При расчете решеток типа ДБ на улицах с затяжным уклоном следует учитывать, что часть воды будет «проскакивать» мимо решетки, не попадая в нее.

Пропускную способность решеток, установленных в пониженных местах лотков с пилообразным продольным профилем, рекомендуется принимать по табл. 4.1., составленной в результате исследований, выполненных в МАДИ.

Пропускная способность решеток, л/с, установленных в лотке с продольным уклоном i_0, определяется расходом воды в лотке перед решеткой и поперечным уклоном уличного лотка $i_п$. Эта величина на основе исследований МАДИ принимается для решеток типов ДМ и ДБ по табл. 4.2.

Пропускная способность $Q_р$, м³/с, вертикального отверстия в бордюрном камне определяется по формулам МАДИ:

Таблица 4.1. Пропускная способность решеток дождеприемников, установленных в пониженных местах, л/с

Типы решеток	Глубина воды 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	103,7
Большая прямоугольная типа ДБ	9	25	46	70	98	129	140	149	159	167

Таблица 4.2. **Пропускная способность решеток типов ДМ и ДБ, установленных в лотках с продольным уклоном $i_л$**

Расход воды в лотке перед решеткой, л/с	Поперечные уклоны лотков											
	0,01	0,02	0,03	0,04	0,01	0,02	0,03	0,04	0,01	0,02	0,03	0,04
	Тип ДМ при $\frac{i_л=0,0025}{i_0=0,005}$				Тип ДБ при $\frac{i_л=0,005}{i_0=0,02}$				Тип ДБ при $\frac{i_л=0,03}{i_0=0,04}$			
20	12 / 14	13,5 / 15	15 / 16	16 / 17	15 / 16	16,5 / 17	18 / 19	19 / 20	16 / 17	17 / 16	19,3 / 19,5	20 / 20
40	18,5 / 17	21 / 21	23 / 24	25,7 / 27	22 / 25	26 / 28	30 / 32	33 / 34	25 / 26	29 / 30	33 / 34	35 / 36
60	27 / 20	30 / 26	32 / 30	33,5 / 34	28 / 30	36 / 38	41 / 42	44 / 45	33 / 34	40 / 41	46 / 48	48 / 52
80	32 / 27	35 / 33	37 / 37	39 / 41,5	34 / 38	39 / 46	48 / 50	52 / 54	40 / 42	49 / 50	57 / 59	58 / 63
100	35 / 31	36 / 37	41 / 41	44 / 45	40 / 42	46 / 48	52 / 56	59 / 64	45 / 50	54 / 59	64 / 71	68 / 78

при $H_0 < 1,4\ h$ (здесь H_0 напор с учетом скоростного напора), когда отверстие работает как боковой водослив с широким порогом,

$$Q_р = 1,48 l_{отв} H^{1,5}; \qquad (4.1)$$

при $H_0 \geqslant 1,4\ h$, когда верхняя кромка отверстия затапливается,

$$Q_р = 2,8 \omega_{отв} H^{0,5} \qquad (4.2)$$

В формулах (4.1) и (4.2)

$$H_0 = H + \frac{v^2}{2g},$$

где H — глубина воды перед отверстием, м; v — скорость течения воды на подходе к отверстию, м/с; h — высота отверстия, м; $l_{отв}$ — длина отверстия, м; $\omega_{отв}$ — площадь отверстия, м².

Пропускная способность боковых отверстий невелика. Устраивать их на затяжных спусках вообще не рекомендуется, поскольку бо́льшая часть воды «проскакивает» мимо водопропускного отверстия.

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 их конструкции дождевая сеть в меньшей степени засоряется землей и песком, но осадочные части дождеприемников следует регулярно очищать.

4.6. Разделительные камеры

Разделительные камеры, устраиваемые на дождевой сети полуразделительной системы канализации, служат для отделения из общего потока, расход которого превышает некоторую предельную величину, части стока и направления ее на сброс в водоем или регулирующий резервуар.

По конструкции разделительные камеры могут быть аналогичны ливнеспускам общесплавной системы канализации. Через них должен отводиться на очистку без сброса предельный дождевой расход $Q_{пр}$, величина которого определяется по формуле (3.27). По принципу работы разделительные камеры можно подразделить на следующие основные типы:

с водосливами различной конфигурации (прямолинейными боковыми одно- и двусторонними, криволинейными боковыми с одним и двумя поворотами, полигональными торцевыми, кольцевыми и др.);

с различной дальностью отлета струи (типа донного слива, с вертикальной разделительной стенкой с отверстием в ней и без него);

с сифонами, механическими устройствами и др.;

комбинированные.

Схемы наиболее простых и удобных в строительстве и эксплуатации разделительных камер приведены на рис. 4.19.

Исследования разделительных камер (ливнеспусков) проводились в ЛенНИИ АКХ, ЛИСИ, ЛИИЖТе, НИИКВОВ и других организациях.

В обобщенном виде основным уравнением для гидравлического расчета разделительных камер с водосливами является зависимость вида:

$$Q_{сбр}=m\sqrt{2g}H^{3/2}l, \qquad (4.3)$$

где $Q_{сбр}$ — величина расхода, сбрасываемого через водослив, м³/с; m — коэффициент расхода водослива; H — расчетный напор (высота слоя жидкости) над гребнем водослива, м; l — длина гребня водослива, м; g — ускорение силы тяжести, м/с².

При проектировании камер с водосливами диаметр подводящего коллектора (трубопровода) D_1 (рис. 4.19) принимают исходя из расчетного расхода дождевых вод $Q_д$ при полном заполнении трубопровода. Диаметр отводящего трубопровода D_2 определяется на пропуск предельного расхода $Q_{пр}$, отводимого на очистку. Ливнеотвод диаметром D_3 должен обеспечить отведение расхода $Q_{сбр}=Q_д - Q_{пр}$. Целесообразно делать проверку ливнеотвода на пропуск всего расхода $Q_д$ или принимать с некоторым запасом $D_3=D_1$. Высота гребня водослива $h_{гр}$ должна обеспечивать отведение на очистку без перелива предельного расхода, поэтому $h_{гр}$ следует принимать равной

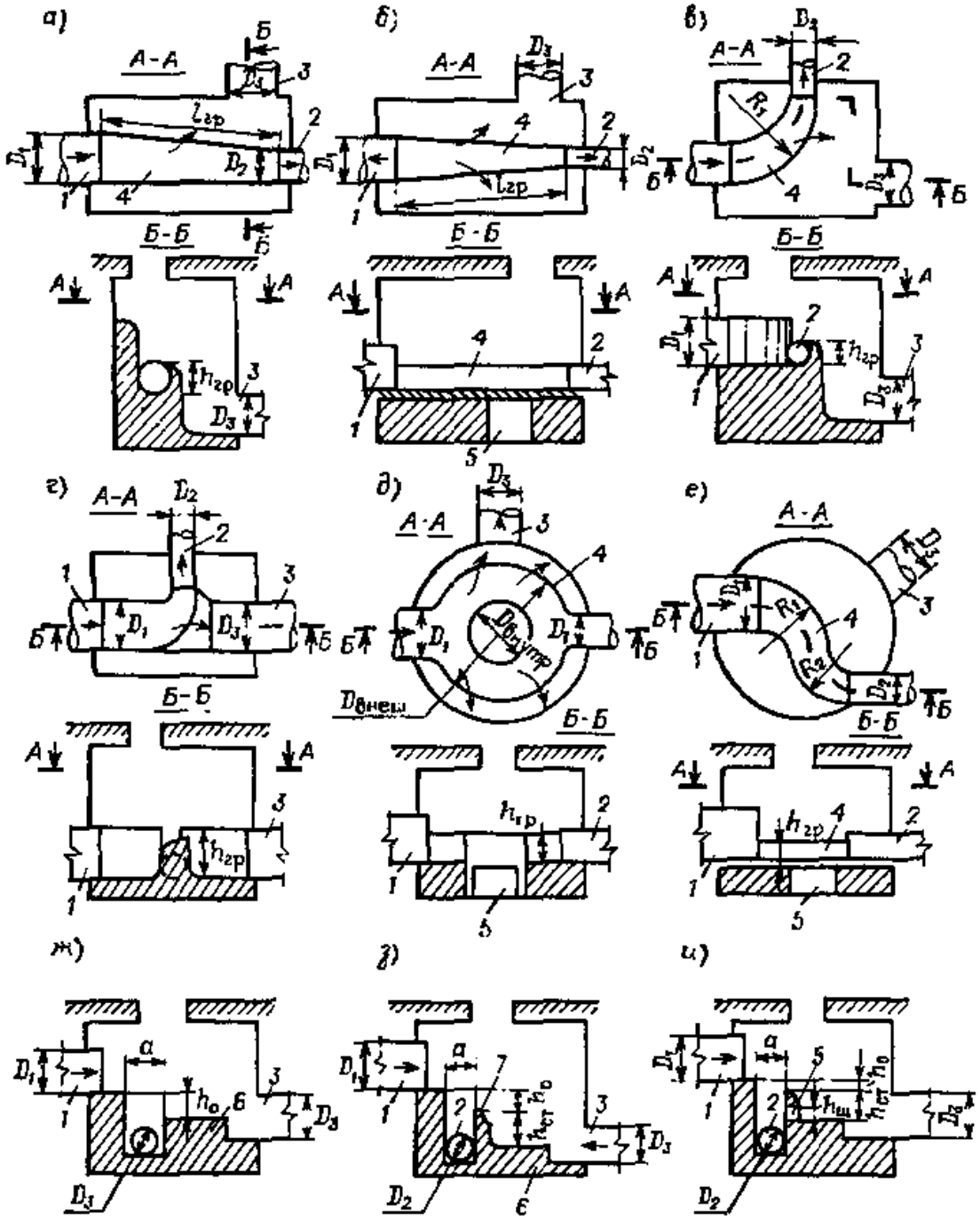


Рис 4 19 Схемы разделительных камер различных конструкций

а — с водосливом прямолинейным боковым односторонним; *б* — то же, с двусторонним, *в* — то же, с криволинейным с одним поворотом, *г* — то же, с полигональным торцевым *д* — то же, с кольцевым, *е* — то же, с криволинейным боковым с двумя поворотами, *ж* — с донным сливом; *з* — с разделительной стенкой; *и* - с разделительной стенной и отверстием в ней; *1* — коллектор подводящий, *2* — то же, отводящий *3* - сбрасывающий *4* — водосливной лоток; *5* — водопропускное отверстие; *6* - нижний бьеф; *7* разделительная стение

$$h_{гр}=h_2+\zeta_{вх}\frac{v_2^2}{2g}, \qquad (4.4)$$

где h_2, v_2 — соответственно глубина и скорость потока в отводящей трубе при $Q_{пр}$, $\zeta_{вх}$ — коэффициент сопротивления на входе в трубу; можно принимать $\zeta_{вх}=0{,}5$

Напор над гребнем водослива H можно вычислять по формуле:

$$H=h_1-h_{гр},$$

где h_1 — глубина потока на входе в камеру при расходе $Q_д$

Отметку верха (шелыги) трубы ливнеотвода целесообразно принимать ниже гребня водослива на величину не менее потерь напора на входе в ливнеотвод. В этом случае будет свободное (без подтопления) истечение через водослив.

При неподтопленном истечении коэффициент расхода m (с некоторым запасом по длине водослива l) и основные конструктивные элементы камер можно принимать следующими.

Для камер с прямолинейным нормальным водосливом (рис. 4.19, *а*)

$$m=0{,}38+0{,}03H/h_{гр}.$$

Для камер с криволинейным боковым водосливом с одним поворотом на 90° (рис. 4.19, *в*):

при $Q_{сбр}/Q_д\leqslant 0{,}5$ $m=0{,}7(Q_{сбр}/Q_д)^{0{,}5}$;

при $Q_{сбр}/Q_д>0{,}5$ $m=0{,}48$

Радиус поворота R рекомендуется принимать $R=(1{,}5...2)\,D_1$, длина водослива при повороте на 90° составит $l\geqslant R\pi/2$.

Для камер с криволинейным боковым водосливом и двумя поворотами (рис. 4.19, *г*)

$$m=0{,}43+1{,}2\exp(-17{,}95Q/(\sqrt{g}D^{2{,}5})), \qquad (4.5)$$

радиусы поворота рекомендуется принимать в зависимости от диаметра:

$$R_1=(1{,}5...2)D_1; \qquad R_2=(1...1{,}5)D_1.$$

Расчетная длина гребня в формуле (4.3) для каждого колена в этом случае берется равной соответствующему радиусу поворота. При определении коэффициента расхода для первого поворота по формуле (4.5) принимаются $Q=Q_д$; $D=D_1$; во втором $Q=Q_д-Q_{сбр\,1}$, где $Q_{сбр\,1}$ — расход, переливающийся через гребень водослива на первом повороте, $D=(D_1+D_2)/2$. В некоторых случаях (при малых значениях $Q_д/Q_{пр}$) в этих камерах обеспечивается необходимый сброс уже на первом повороте, водослив на втором повороте будет включаться в работу только при $Q>Q_д$, что обеспечит постоянство отводимого на очистку расхода даже при превышении общего расчетного стока перед камерой.

Более подробные рекомендации по расчету и проектированию данной конструкции приведены в работе [1].

Для камер с кольцевым водосливом (рис. 4.19, *д*), по исследованиям, выполненным в ЛИСИ, коэффициент расхода зависит от соотношения общей длины гребней водосливов (l) и диаметра подводящего трубопровода (D_1), поэтому расчет камер по формуле (4.3) приходится делать методом последовательных приближений, задаваясь вначале диаметрами колец и соответствующей им длиной гребней l. Условный коэффициент расхода для отношения $Q_д/Q_{гр}$, принятого в интервале величин 1,5...7, можно определить по формуле

$$m = 5{,}5(Q_{гр}/Q_д)^{0{,}55}(D_1/l)^{1{,}5}$$

Отметку гребня внутреннего кольца напротив подводящего коллектора необходимо поднять на величину $\Delta h_{пр} = v^2_{1пр}/2g$, (где $v_{1пр}$ – скорость в подводящем трубопроводе при расходе $Q_{пр}$, чтобы исключить перелив при $Q \leqslant Q_{гр}$. Потери напора на входе в отводящий трубопровод из-за подхода жидкости с двух сторон здесь больше, чем в других конструкциях камер с водосливами, и коэффициент сопротивления на входе $\zeta_{вх}$ [формула (4.4)] следует принимать равным 1,3. Для камер с торцевым (лобовым) полигональным водосливом (рис. 4.19, *г*), по исследованиям, выполненным в ЛНИИ АКХ, можно принимать следующие значения коэффициентов расхода

при $Q_д \leqslant 0{,}6$ м³/с $m = 0{,}46$,

« $Q_д = 0{,}6..1$ м³/с $m = 0{,}46..0{,}42$;

« $Q_д > 1$ м³/с $m = 0{,}415$

Длину гребня водослива в расчетах следует назначать равной диаметру подводящего трубопровода. Расстояние от водосливов до боковых стенок камеры (рис. 4.19) определяется по координатам верхнего профиля переливающегося через водослив потока. Значения этих координат зависят от высоты напора над гребнем водослива H и приводятся в справочнике по гидравлическим расчетам [17].

Расчет разделительных камер типа донного слива и с разделительными стенками (рис. 4.19, *ж...и*) сводится к определению высоты перепада h_0, ширины шели (донного отверстия) a, размеров отверстия в стенке и других конструктивных элементов камеры, при которых обеспечивается сброс в водоемы расхода, превышающего $Q_{гр}$. В основу работы камер этого типа положен принцип изменения дальности полета струи при изменении расходов.

При расходах дождевой воды, не превышающих $Q_{пр}$, весь сток поступает в лоток, перехватывающий трубопровод, и далее отводится на очистку. При некотором расходе $Q > Q_{пр}$ дальность

отлета струи такова, что весь поток перелетает через донное отверстие или разделительную стенку.

В камерах типа донного слива и со стенкой с отверстием (рис. 4.19, *ж*, *и*) перелетевший поток ударяется под некоторым углом β о дно лотка перед ливнеотводом и, разделясь на две части, отводится в двух противоположных направлениях: одна часть — в ливнеотвод, другая — в перехватывающий трубопровод диаметром D_2 и далее на очистку. Соотношение между общим расходом и расходом, поступающим на очистку, будет зависеть от угла падения.

Методика расчета камер типа донного слива при истечении жидкости из лотка закрытого типа разработана в ЛНИИ АКХ. Дождевая вода, попадая в разделительную камеру (см. рис. 4.19, *ж*), протекает по прямоугольному лотку шириной $b = D_1$. В лотке на некотором расстоянии от перепада устанавливается критическая глубина потока (если уклон дна лотка меньше критического, т. е. $i < i_{кр}$). Ее значение (для прямоугольного лотка) можно вычислить по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}. \qquad (4.6)$$

Высота перепада h_0 (разность между отметками дна лотков до и после перепада) назначается исходя из условий, что поток должен ударяться о дно нижнего лотка под таким углом β, когда обеспечивается отведение на очистку расхода $Q_{пр}$ при общем расходе дождевых вод $Q_д$.

Значения h_0 определяются по формулам:

$$h_c = 1{,}5h_{кр\,д}/\cos^2\beta - 1{,}5h_{кр\,д}, \qquad (4.7)$$

$$\cos\beta = (Q_д - 2Q_{пр})/Q_д, \qquad (4.8)$$

или

$$h_c = 6h_{кр.д}Q_{пр}(Q_д - Q_{пр})/(Q_д - 2Q_{пр})^2, \qquad (4.9)$$

где $h_{кр\,д}$ — критическая глубина потока, определяемая по формуле (4.6) при $Q = Q_д$.

Ширина донного отверстия a определяется исходя из дальности отлета и толщины струи при предельном расходе $Q_{пр}$:

$$a = l_{пр} + t/2. \qquad (4.10)$$

Дальность отлета струи по ее оси вычисляется по формуле

$$l = 1{,}41h_{кр}\sqrt{0{,}3 + h_0/h_{кр}}. \qquad (4.11)$$

Для предельного расхода принимается критическая глубина, найденная по формуле (4.6), при $Q = Q_{пр}$. Проекцию толщины струи t на горизонтальную плоскость при падении потока с высоты h_0 вычисляют по формуле:

$$t = Q/(b\cdot\sqrt{2gh_c}). \qquad (4.12)$$

Длина нижнего лотка принимается с учетом дальности отлета при расчетном расходе $Q_д$.

В разделительных камерах с водосливной стенкой без отверстия (рис 4.19, *з*) весь поток, перелетающий через стенку, отводится на сброс в водоем, и здесь не имеет значения, под каким углом β поток ударяется о дно нижнего лотка или водобойного колодца. Вследствие этого высоту перепада (до верха водосливной стенки) можно принимать произвольно и далее по формулам (4.10)...(4.12) вычислять ширину отверстия при $Q_{пр}$. При необходимости можно первоначально задаться шириной отверстия a и по этим же формулам определить требуемое значение h_c.

Верх водосливной стенки должен быть выше шелыги ливнеотвода на величину не менее потерь напора на входе в трубу, определяемых по формуле (4 4). В этих конструкциях общий объем дождевых вод, отводимых на очистку, будет меньше, чем при других типах разделительных камер.

Устройство отверстия в водосливной стенке на уровне дна нижнего лотка (рис. 4.19, *и*) позволяет отводить на очистку часть потока, перелетающего через стенку, аналогично донному сливу. Здесь определяется расчетом ширина отверстия a или высота перепада до верха стенки h_0 при $Q_{пр}$ — по формулам (4.10)... (4.12), (аналогично стенке без отверстия), а также высота падения потока до дна нижнего водобойного лотка $h_{0д}$ по формулам (4.7), (4.8) или (4.9). В этом случае при общем расходе дождевых вод $Q_д$ через отверстие в стенке будет отводиться на очистку расход $Q_{пр}$. Отверстие следует устраивать по всей ширине нижнего водобойного лотка, а высоту его определять по формуле (4.12).

В случае истечения жидкости на перепаде непосредственно из круглой трубы (без устройства прямоугольного подводящего лотка) дальность отлета струи становится иной, и для расчета таких разделительных камер (по исследованиям, выполненным в ЛИСИ) можно применять следующие зависимости:

для определения критической глубины

$$h_{кр}=\sqrt[3]{Q^2/(0{,}9gD_1^2)}, \qquad (4.13)$$

для определения дальности отлета l струи по ее наружной границе (с учетом толщины)

$$\frac{l}{h_{кр}}\left(1-i\frac{l}{h_{кр}}\right)=2{,}2\left(\frac{h_c}{h_{кр}}\left(1+i\frac{h_c}{h_{кр}}\right)\right)^{0{,}45}, \qquad (4.14)$$

где i — уклон подводящего трубопровода.

В этом случае ширина донного отверстия a принимается равной величине l, вычисленной по формулам (4.13), (4.14) при $Q=Q_{пр}$.

Поступление дождевых вод в систему водоотведения непостоянно во времени, оно изменяется в зависимости от характера выпадения дождей.

При определении расходов дождевых вод, отводимых на очистку, в полураздельной системе канализации считается, что при всех значениях расходов, больших предельного ($Q > Q_{пр}$), на очистку будет направляться постоянный расход, равный $Q_{пр}$, т. е. предполагается постоянство отводимого на очистку расхода в широком диапазоне изменения общего расхода перед камерами.

Исследования условий деления потока в разделительных камерах показали, что для большинства конструкций величина расхода, отводимого на очистку $Q_{оч}$, изменяется в зависимости от общего расхода и принятого коэффициента разделения. Изменения величины относительного расхода, отводимого на очистку в разделительных камерах разных типов, представлены на рис. 4.20. В камерах всех типов при $Q \leqslant Q_{пр}$ весь расход отводится на очистку. В камерах с водосливами при $Q > Q_{пр}$ увеличивается и расход, отводимый на очистку $Q_{оч} > Q_{пр}$. Наибольший рост $Q_{оч}$ происходит в камерах с прямолинейным боковым водосливом, и это обстоятельство 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 с некоторым приближением считать $Q_{оч} \approx Q_{пр}$ в широком диапазоне изменения общего расхода. В камерах с вертикальной разделительной стенкой без от-

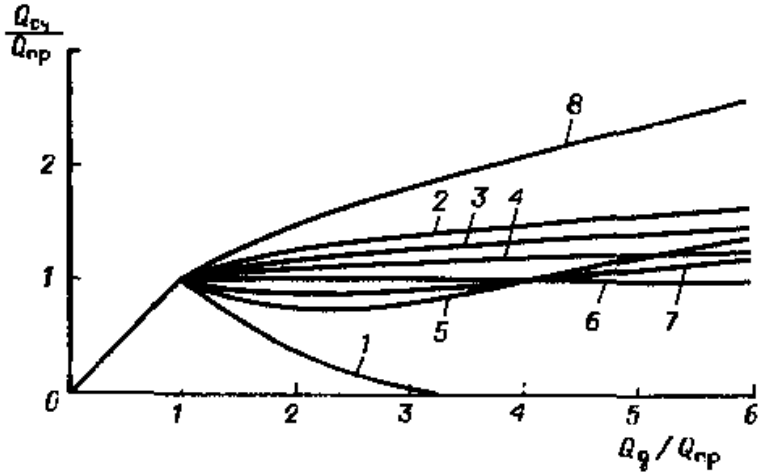


Рис 4.20. Изменение относительных расходов, отводимых на очистку в разделительных камерах различных типов

1 — в камерах с водосливной стенкой без отверстия, *2* — то же, с торцевым водосливом, *3* — то же, с криволинейным боковым с одним поворотом, *4* — то же, с двумя поворотами, *5* — то же, с водосливной стенкой и отверстием в ней, *6* — расчетные значения при $K_{от} = 0$, *7* — в камерах типа донного слива; *8* — то же, с прямолинейным боковым водосливом

верстия значительная часть дождевых вод будет сбрасываться в водоем, 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).

Чередованием различных конструкций можно достигнуть равенства суммарного расхода дождевых вод, поступающих на очистку через все камеры, с суммарным предельным расходом для этих же камер ($\Sigma Q_{оч} = \Sigma Q_{пр}$).

Изменения расхода, отводимого на очистку при $Q > Q_{пр}$, в камерах различного типа можно учитывать, по рекомендациям ЛИСИ, с помощью коэффициента $K_{оч}$, учитывающего непостоянство отводимого на очистку расхода.

$$K_{оч} = (Q_{оч} - Q_{пр})/(Q_{д} - Q_{пр}).$$

Величина отводимого на очистку расхода составит:

$$Q_{оч} = Q_{д}(K_{оч} + K_{dlv} - K_{dlv} \cdot K_{оч}).$$

Для камер со следующими видами водосливов значения $K_{оч}$ с достаточной для практики точностью можно принимать такими:

прямолинейный боковой	0,35
торцевой полигональный	0,13
криволинейный боковой с одним поворотом	0,09
то же, с двумя	0,05
кольцевой двусторонний	0,07
торцевой полигональный	0,13

Для камер типа донного слива и с водосливной стенкой с отверстием $K_{оч} \approx 0$; при водосливной стенке без отверстия $K_{оч}$ принимает отрицательное значение, и его величина будет зависеть от соотношения ширины щели a и высоты перепада h_0, коэффициента разделения K_{dlv} и других факторов.

4.7. Выпуски дождевых вод

Выпуски дождевых вод в водные объекты устраиваются затопленными и незатопленными. Конкретная конструкция выпуска разрабатывается в соответствии с местными условиями. При наличии в населенном пункте благоустроенных набережных и глубоких водотоков рекомендуется делать затопленные выпуски (рис. 4.21, *а*). Такие выпуски применяются в первую очередь по эстетическим соображениям, поскольку сброс даже очищенных поверхностных вод в водный объект производит на жителей неблагоприятное впечатление. При конструировании затопленных выпусков обычно предусматривается устройство перепадных колодцев, которые размещаются не далее 10 м от водотока. Затопленный выпуск реже повреждается при ледоставе

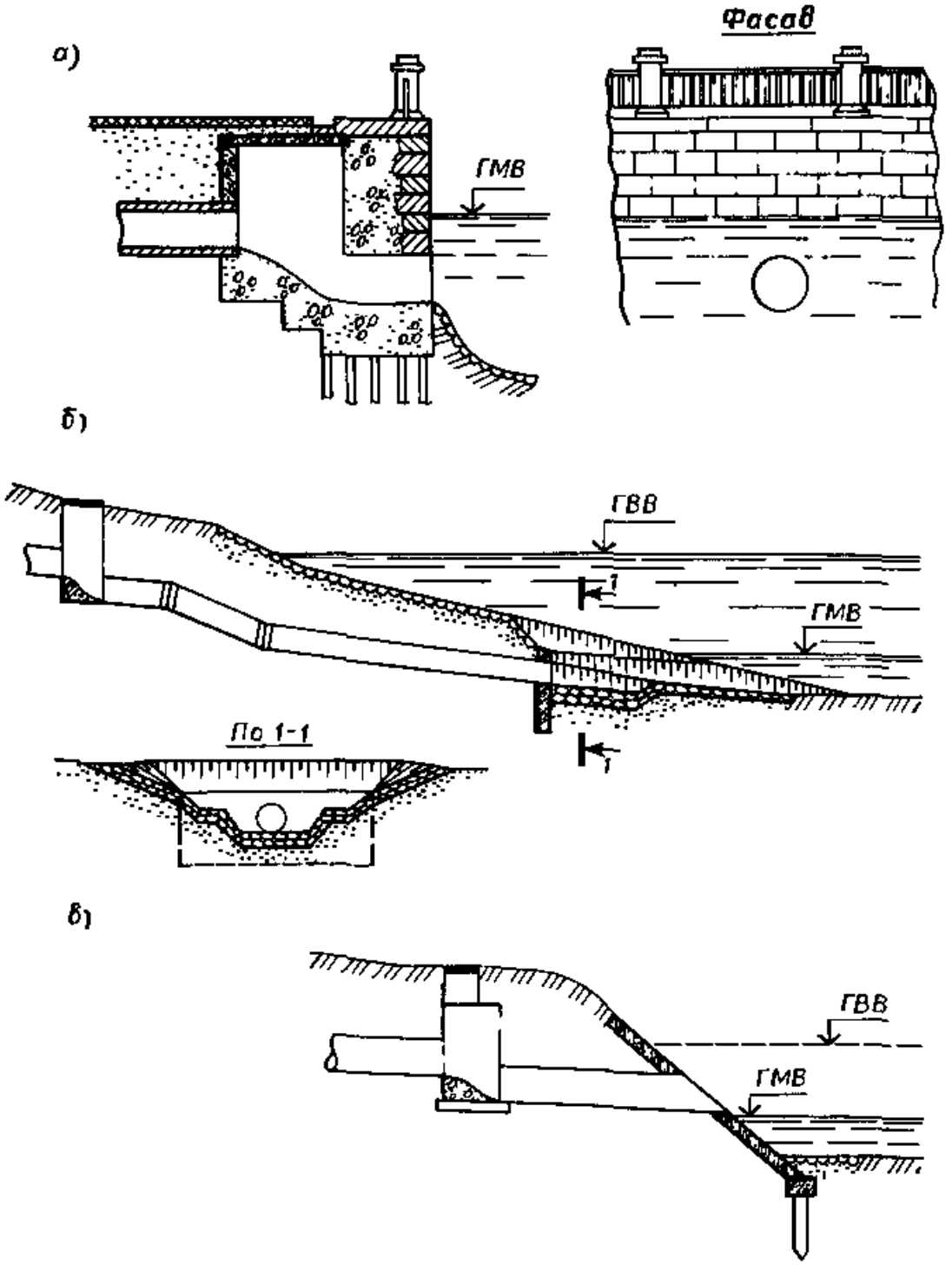


Рис. 4 21. Схемы выпусков поверхностных вод в водотоки

а — выпуск затопленный при наличии укрепляемой набережной, *б* то же, затопленный при отсутствии набережной; *в* — то же, незатопленный с откосом, укрепленным железобетонной плитой

и ледоходе, ибо выпускное отверстие располагается глубже нижней кромки льда. Возможную толщину льда $H_л$, см, при проектировании затопленных выпусков следует принимать по справочникам или определять по формуле

$$H_л = 11\sqrt{\Sigma T},$$

где ΣT — сумма среднемесячных отрицательных температур за период образования льда в течение наиболее бесснежных и суровых зим

Если берег водотока не имеет благоустроенной набережной, затопленный выпуск может быть устроен по типу, изображенному на рис. 4.21, *б*. Для затопления конечного участка выпуска при небольшой глубине водотока в ряде случаев устраивают местное заглубление на дне водотока. Однако это возможно в основном, если вода в реке не перемещает наносов. Подводную часть выпуска выполняют из железобетонных или чугунных труб, при возможности размыва основания под трубами иногда применяются стальные трубы.

Когда есть опасность затопления дождевой сети через выпуск при высоких подъемах воды в водном объекте, то в перепадном или ином колодце предусматривают специальные затворы.

Затопление выпуска при всех его преимуществах существенно осложняет наблюдение за его состоянием и ремонт оголовка, поэтому при плохо благоустроенных берегах применяются в основном незатопленные выпуски (рис. 4.21, *в*). Если берега не укреплены, то незатопленные выпуски снабжаются оголовками, изготовленными из железобетонных плит или из монолитного бетона. Если дождевой коллектор подведен к берегу водного объекта значительно выше уровня воды в нем, то при сравнительно пологих берегах устраивают быстротоки, т. е. лотки, расположенные от устья выпуска до уреза воды, выполненные из бетона или замощенные булыжным камнем с заливкой швов раствором цемента.

В местах выпуска воды из открытой сети (канав, кюветов, лотков) в закрытую дождевую сеть, а также в местах выпуска

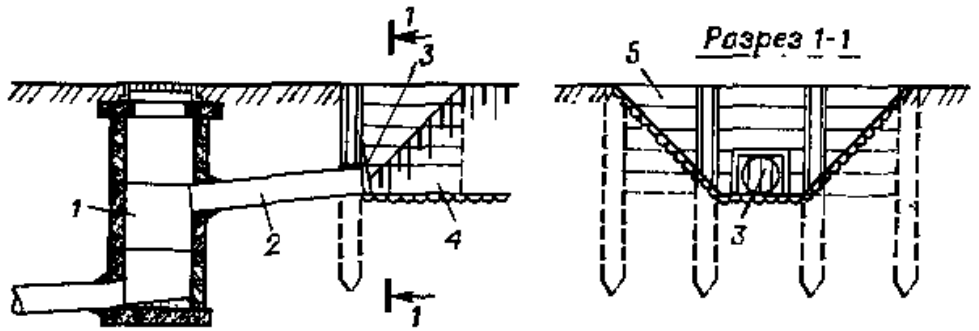


Рис 4.22 Соединение открытой сети с закрытой через дождеприемник

1 — дождеприемник, *2* — соединительный трубопровод, *3* — решетка с прозорами 50 мм *4* — канава (кювет), *5* — оголовок канавы (деревянный или бетонный)

дождевых вод в лога и суходолы устраивают оголовки. Простейший оголовок из дерева или бетона при выпуске воды из канавы в дождеприемник представлен на рис. 4.22. Вход в трубу здесь огражден решеткой с 50-миллиметровыми прозорами - во избежание попадания в закрытую сеть крупных предметов.

Конструкции входных оголовков могут быть весьма разнообразными; часто используются решения, принятые для оголовков труб, предназначенных для пропуска воды под автомобильными и железными дорогами. Оголовки выполняются из сборного железобетона, монолитного бетона, дерева или каменной кладки.

Глава 5. РЕГУЛИРОВАНИЕ И ПЕРЕКАЧКА ДОЖДЕВЫХ ВОД

5.1. Регулирование дождевых вод. Расчет и устройство регулирующих резервуаров

Регулирование дождевых вод в системах водоотведения, направленное на снижение величины расчетного расхода и выравнивание стока, 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.

На практике рекомендуются три основные схемы включения регулирующих емкостей в общую систему водоотведения (рис. 5.1).

При подключении по схеме 5.1, *а* весь расход дождевых вод подводится к резервуару по трубе большого диаметра с одновременным отводом части расхода по трубе малого диаметра (опорожнением резервуара). По схеме 5.1, *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 определяют исходя из расходов и режима поступления дождевых вод; с этой целью задаются расчетным гидрографом стока.

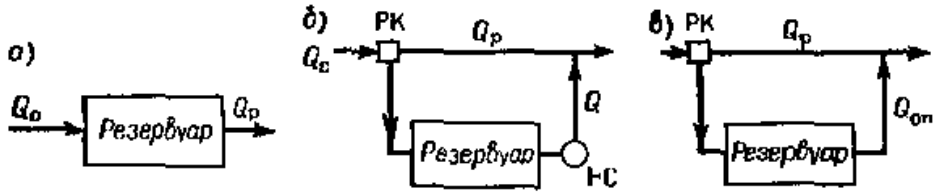


Рис 5 1 Схемы подключения регулирующих резервуаров (РР) к дождевой сети

а — проточные с поступлением всего расхода в резервуар, б — с разделительной камерой (РК) и с насосной станцией (НС) для опорожнения, в — с самотечным трубопроводом для опорожнения

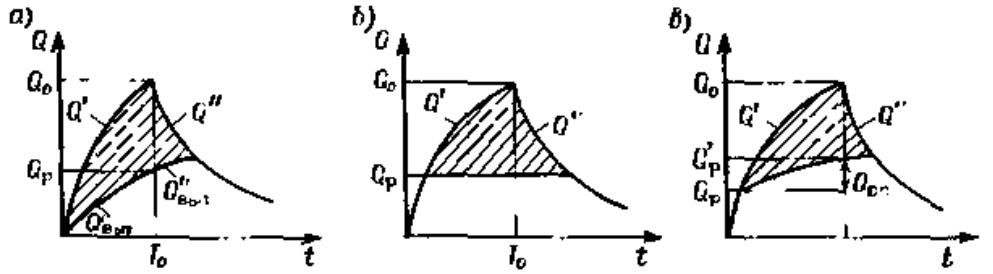


Рис. 5 2. Расчетные схемы для определения объемов регулирующих резервуаров

а, б, в — для соответствующих схем на рис 5 1

Изменение расходов (гидрографы стока) при расчетных дождях описывается в соответствии с методом предельных интенсивностей (и при равномерном нарастании площадей стока) уравнениями:

при увеличении расходов (при $t \leqslant T_р$)

$$Q' = Q_{max}(t/T_р)^{1-n}, \tag{5.1}$$

при уменьшении расходов ($t \geqslant T_р$)

$$Q'' = Q_{max}((t/T_р)^{1-n} - (t/T_р - 1)^{1-n}). \tag{5.2}$$

Максимальный расход Q_{max} на подходе к разделительной камере (схемы «б», «в») или у резервуара (схема «а») следует определять при значениях коэффициента $\beta = 1$, учитывающего заполнение свободной емкости сети. Эти значения Q_{max} в соответствии с определением расчетных расходов по методу предельных интенсивностей будут возникать в момент времени $T_р$, равного продолжительности добегания воды от наиболее удаленной точки бассейна стока до расчетного створа.

Расчетные схемы для определения объемов регулирующих резервуаров в соответствии со схемами их подключения приведены на рис 5.2 (где $Q_0 = Q_{max}$, $T_0 = T_р$).

Рабочая емкость резервуара определяется верхней частью гидрографа стока, ограниченной снизу линией, характеризую

щей расход $Q_р$, идуший в обход резервуара, или расход $Q_{выт}$, вытекающий из резервуара.

Отношение между расходом $Q_р$, идущим в обход резервуара, и максимальным Q_{max} называют *коэффициентом регулирования* α:

$$\alpha = Q_р/Q_{max}.$$

Проведенные в ЛИСИ исследования условий опорожнения резервуаров по трубопроводам малого диаметра показали, что значения расходов опорожнения (вытекания) можно определить по следующим зависимостям [2]:
при $t \leqslant T_р$

$$Q'_{выт} = \alpha Q_{max} (t/T_р)^{1-n/2}; \quad (5.3)$$

при $t \geqslant T_р$

$$Q'_{выт} = \alpha Q_{max} \sqrt{(t/T_р)^{2-n} - (t/T_р - 1)^{2-n}}. \quad (5.4)$$

Путем интегрирования в интервале времени поступления дождевых вод уравнений (5.1)...(5.4) были получены аналитические зависимости для определения рабочей емкости регулирующих резервуаров, которые приводятся в общем виде к формуле

$$W = Q_{max} T_р k,$$

где k — коэффициент объема регулирующего резервуара: $k = f(\alpha, n; \alpha_{оп})$

Коэффициент регулирования опорожнения $\alpha_{оп}$ (для схемы «*в*») показывает, какая часть наибольшего расхода, поступающего в резервуар, вытекает из него

$$\alpha_{оп} = Q_{оп}/(Q_{max} - Q_р).$$

Величиной $\alpha_{оп}$ обычно задаются и исходя из нее определяют $Q_{оп}$ и назначают диаметр трубопровода опорожнения. В табл. 5.1 приведены значения k при различных значениях α, n и $\alpha_{оп}$.

Таблица 5.1. Значения коэффициента k

α	Схема на рис 5.1, *а*		Схема на рис. 5.1, *б*		Схема на рис. 5.1, *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	0,21	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

Таблица 5.2. Значения предельных коэффициентов регулирования α_0

$T_д/T_р$	Показатели степени n					
	0,5	0,55	0,6	0,67	0,7	0,75
2	0,41	0,37	0,32	0,26	0,23	0,19
3	0,32	0,27	0,23	0,18	0,16	0,13
4	0,26	0,23	0,19	0,14	0,13	0,09
5	0,23	0,2	0,16	0,12	0,1	0,08
6	0,21	0,18	0,15	0,11	0,09	0,07
8	0,19	0,15	0,12	0,09	0,07	0,06
10	0,17	0,13	0,11	0,08	0,06	0,05
12	0,15	0,12	0,09	0,06	0,06	0,04
15	0,13	0,1	0,08	0,05	0,05	0,03
20	0,12	0,09	0,07	0,05	0,04	0,03

Рассчитывая разделительные камеры (в схемах «*б*» и «*в*»), следует коэффициент разделения принимать равным коэффициенту регулирования ($k_{div}=\alpha$). При малых значениях коэффициентов регулирования, меньших некоторых предельных значений α_0, при определении объема резервуаров значения коэффициентов k, приведенные в табл 5.1, следует в соответствии с рекомендациями М. В. Молокова [19] увеличить на величину k'':

$$k''=(T_д/T_р+0{,}25)(\alpha_0-\alpha),$$

где $T_д$ — продолжительность дождя

Продолжительность дождей в данной местности может приниматься по материалам гидрометеослужбы. Среднюю продолжительность дождей в средней полосе европейской части территории СССР и Западной Сибири можно принимать равной 5...8 ч, на Украине 4...5 ч, в северных областях и на Дальнем Востоке 9...10 ч, в Средней Азии 3...4 ч.

Предельные значения коэффициентов регулирования α_0, по данным М. В. Молокова (ЛНИИ АКХ), приведены в табл. 5.2.

При выборе разделительных камер, через которые часть дождевых вод поступает в резервуары, предпочтение следует отдавать конструкциям, обеспечивающим отведение в обход резервуара постоянного расхода $Q_р$ в широком диапазоне изменения общего расхода дождевых вод перед камерой (от $Q_р$ до Q_{max}), т. е. тех конструкций, у которых $K_{оч}=0$ (рис. 4.20). Камеры с разделительной стенкой без отверстий 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.

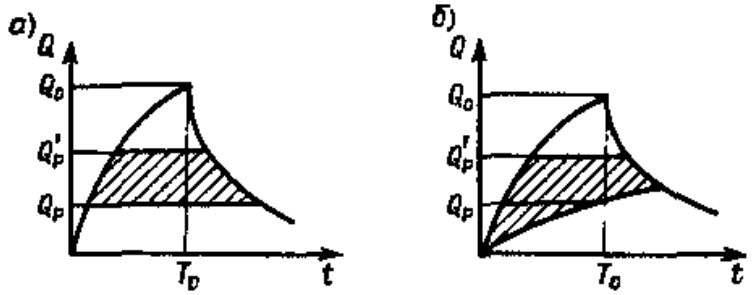


Рис 5.3 Схемы для определения объемов резервуаров при двойном регулировании

а — для схемы с РК и НС, *б* — то же, с проточным резервуаром

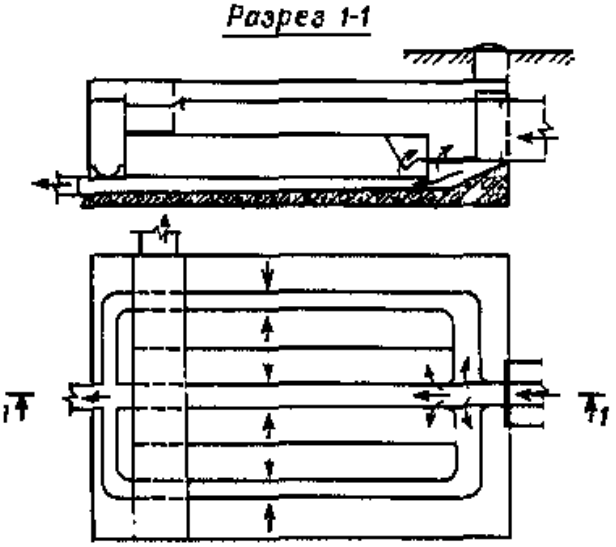


Рис. 5.4. Секционированный регулирующий резервуар закрытого типа

В случае применения разделительных камер с боковыми водосливами, где $K_{оч}>0$, объем резервуаров следует определять по формуле:

$$W = Q_{max} T_p \cdot k(1 - K_{оч}).$$

В некоторых случаях для уменьшения объема резеркуара допускается сброс части расхода в водоем. Здесь имеет место так называемое двойное регулирование. Расчетные схемы для этого случая приведены на рис. 5.3. Объем резервуара при двойном регулировании определяется по формуле:

$$W = Q_{max} T_p \cdot (k - k')(1 - K_{оч}).$$

Здесь k' — коэффициент, который может приниматься по табл 5.1 при коэффициенте регулирования $\alpha' = Q'_p/Q_{max}$, где Q'_p — наибольший суммарный расход, поступающий в резервуар и в обход резервуара на очистку; в водоем сбрасывается расход $Q_{сбр} = Q_{max} - Q'_p$ Величина k также принимается по табл. 5.1 при $\alpha = Q_p/Q_{max}$.

При конструировании регулирующих резервуаров следует иметь в виду, что они будут заполняться дождевым стоком периодически, что в них происходит частичное осветление воды и выпадение взвеси. Регулирующие резервуары устраивают 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 вытяжную вентиляцию, устройства для смыва и удаления осадка.

В регулирующих резервуарах происходит частичное осветление дождевых вод и выпадение в осадок значительного количества взвешенных веществ. Особенно благоприятные условия для выпадения взвеси возникают в период, 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 это требует в ряде случаев специальных устройств или технических решений. Для опорожнения резервуаров через насосную станцию (рис. 5.1, б) следует предусматривать прокладку трубопроводов, по которым можно подавать воду для промывки резервуаров и взмучивания осадка. Целесообразно предусматривать секционирование нижней части резервуаров с трапецеидальной формой поперечного сечения каждой секции и продольным уклоном лотков в направлении сборного приямка или опорожняющего трубопровода (рис. 5.4). В случае 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 илососа или грейфера. Во избежание переполнения резервуара при выпадении дождей большой интенсивности и продолжительности в верхней части резервуаров могут предусматриваться переливные трубопроводы и водосливы с полупогруженными досками для предотвращения выноса в водоем плавающих отбросов.

Очистку от осадка открытых прудов-резервуаров удобно производить бульдозерами и погрузчиками. В этом случае при устройстве резервуаров нужно предусмотреть специальные подъездные пути для работы техники.

5.2. Перекачка поверхностного стока и особенности проектирования насосных станций

Отведение дождевых вод обычно происходит самотеком, но когда местные условия обусловлены топографическими особенностями территории, возникает необходимость перекачки поверхностных вод с помощью насосных станций. Строительство насосных станций необходимо в следующих случаях:

для удаления поверхностных и грунтовых вод с небольшой водосборной площади в пониженных местах (например, тоннели, подземные сооружения, пониженные участки территории);

на выпусках водосточных сетей с обвалованных территорий для защиты от временных затоплений при высоких уровнях воды в водоприемниках (в реке) или для удаления поверхностных и грунтовых вод с обваловаиных территорий, расположенных ниже постоянного горизонта воды в водохранилищах;

на городской территории, имеющей водоемы в пониженных местах;

для откачки воды из сети водостоков при плоском рельефе в сочетании с неблагоприятными грунтовыми условиями, что позволяет уменьшить глубину заложения сети водостоков и снизить строительную ее стоимость, улучшить эксплуатацию сети, придав ей бо́льшие уклоны, или осуществить очередность строительства сети водостоков.

В основном станции перекачки поверхностных вод мало отличаются от канализационных насосных станций. Особенностью насосных станций, служащих для перекачки дождевых вод, является периодичность их работы в теплое время года и бездействие в остальное время. При проектировании насосных станций нужно стремиться к наибольшей простоте ее конструкции, а для уменьшения размеров станции число рабочих и резервных агрегатов следует назначать минимальным, например 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 некоторой части воды и последующего равномерного ее сброса после дождя.

Приемный резервуар при насосной станции в некоторых случаях может быть рассчитан с учетом емкости собственно сети, так как при больших диаметрах дождевой сети и малых ее уклонах она сама до некоторой степени может служить запасной регулирующей емкостью, в которой накапливаются излишки дождевых вод. С целью сокращения стоимости строительства следует рассмотреть возможность использования в качестве регулирующих емкостей оврагов, котловин, прудов и других водоемов, находящихся в зоне зеленых насаждений, причем использование существующих водоемов в качестве регулирующих емкостей вызывает необходимость устройства обводных коллекторов для пропуска малых расходов в обход водоема.

Учитывая небольшую высоту подачи, целесообразно перекачивать поверхностные воды вертикальными осевыми насосами, однако не исключается применение и центробежных насосов (особенно при малых расходах). В осевых насосах вода подводится к колесу в осевом направлении — при входе на рабочее колесо скорость направлена параллельно оси, а при выходе с рабочего колеса под углом к оси. В случае необходимости по-

лучить очень большую подачу воды при значительном напоре применяются вертикальные центробежные насосы типа *В*.

В зависимости от глубины заложения трубопроводов и гидрогеологических условий агрегат на станции перекачки можно устанавливать либо ниже уровня воды в приемном резервуаре (под залив), либо выше этого уровня. В последнем случае наряду с основными агрегатами устанавливают вакуум-насосы.

Станции перекачки сооружаются как прямоугольной, так и круглой формы в плане (последнюю принимают обычно при опускном способе производства 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 приемной регулирующей емкости. Автоматическое оборудование станции следует располагать в надземных помещениях, в которых легче обеспечить благоприятные эксплуатационные условия. С целью откачки расчетного расхода целесообразно устанавливать несколько однотипных насосов, которые будут включаться последовательно по мере надобности Наличие нескольких отнотипных насосов дает возможность регулярно проводить профилактические ремонты. Для избежания попадания в насосы крупных и тяжелых (песок) загрязнений желательно устанавливать решетки с прозорами 40...60 мм и простейшие песколовки. Уравнительный резервуар, имеющий значительный объем, является своего рода песколовкой, периодически очищаемой от осадков.

В зарубежной практике широкое применение получили *шнековые насосы*. Они отличаются простотой и устойчивым коэффициентом полезного действия при колебании притока в широких пределах. Преимуществами шнековых насосов является также и то, что перед ними можно не устанавливать решетки, а также прочность и простота конструкции, небольшой износ из-за низкой частоты вращения (0,34...0,85 $с^{-1}$), 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 воды на большую высоту устраиваются двухступенчатые станции. Обычно насосы устанавливаются под углом 30 · 37°. Включение и отключение отдельных

Таблица 5.3 **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

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 $\psi_г$.

Напорные трубопроводы выполняют из чугунных, стальных или железобетонных труб. Для возможности их промывки напорные линии должны иметь выпуск в приемный резервуар, в обычное время закрытый задвижкой. Гидравлический расчет напорных трубопроводов и дюкеров при движении по ним сточных вод состоит в выборе экономичных диаметров и определения потерь напора в них. Напорные трубопроводы рассчитывают на полное заполнение по предельным расходам $Q_{пр}$, которые могут быть приняты по данным табл. 5.3.

Для каждого диаметра при определенных условиях строительства и эксплуатации, характеризуемых так называемым *экономическим фактором* $Э$, существует предельный расход, при котором он оказывается в экономическом отношении равноценным следующему диаметру по сортаменту.

При современных стоимостях строительства и тарифах на электроэнергию для Сибири и Урала можно принимать среднее значение $Э=0,5$; 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. 5.3 приближенное значение приведенного расхода определяется по формуле

$$Q_{прив}=Q\sqrt[3]{Э_ф},$$

где Q — расход воды, транспортируемой по длине линии, $Э=m\beta/(\alpha b)$ экономический фактор, включающий экономические и гидравлические характеристики

Показатели степени n, m и α характеризуют *закон сопротивления* $i=kQ^n/D^m$ и зависимость стоимости строительства от диаметра труб $C=b_0+bD^\alpha$. Величина коэффициента α зависит от материала, из которого изготовлены трубы; для стальных трубопроводов он равен 1,4, для чугунных 1,6, для асбестоцементных 1,95, для железобетонных 2.4.

Коэффициент

$$\beta=86\cdot 10^3\sigma\gamma_э k/[\eta(R+T^{-1})],$$

где σ — стоимость 1 квт · ч электроэнергии, руб; $\gamma_э$ — коэффициент неравномерности расходования энергии; η — КПД насосных агрегатов, T — срок окупаемости; R — сумма амортизационных отчислений, руб

Для подсчета потерь напора по длине могут быть использованы расчетные формулы (3.3) и (3.5) и графики таблицы и номограммы, составленные по ним.

Общие потери напора в трубопроводе складываются из линейных и местных потерь, т. е

$$H_{\text{пот}}=h_{\text{д}}+\Sigma h_{\text{м}}.$$

В свою очередь, линейные потери напора вычисляются по формуле:

$$h_{\text{дл}}=Il,$$

где I — гидравлический уклон, l — длина трубопровода, м.

Местные потери включают следующие потери:

$$\Sigma h_{\text{м}}=h_{\text{кол}}+h_{\text{отв}}+h_{\text{затв}}+\ldots+h_n,$$

где $h_{\text{кол}}$, $h_{\text{отв}}$, $h_{\text{затв}}$, ..., h_n — соответственные потери напора в колене, отводе, задвижке и т. д.

Потери напора в отдельных местных сопротивлениях вычисляются по формуле Вейсбаха $h_{\text{м}}=\zeta_{\text{м}}v^2/2g$, а коэффициент местных сопротивлений $\zeta_{\text{м}}$ принимается по справочным данным. Скорости, соответствующие экономически выгодным диаметрам и предельным расходам, должны быть не менее незаиляющих

Глава 6. ЗАГРЯЗНЕННОСТЬ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА И ЕГО ВЛИЯНИЕ НА СОСТОЯНИЕ ВОДНЫХ ОБЪЕКТОВ

6.1. Основные загрязнители поверхностного стока

Проведенными в последние годы исследованиями установлено, что поверхностный сток, формирующийся на территориях населенных пунктов и промышленных площадок, в значительной

степени загрязнен и оказывает отрицательное влияние на водные объекты Загрязнение поверхностного стока зависит от многих факторов, которые можно объединить в следующие группы: климатические условия, санитарное состояние бассейна водосбора и приземной атмосферы и закономерности движения поверхностного стока в сети дождевой канализации.

К климатической характеристике местности, обусловливающей состав атмосферных вод, можно отнести: интенсивность и продолжительность дождя, частоту его выпадения и количество осадков, продолжительность таяния снега и др.

Состояние бассейна водосбора можно характеризовать уровнем благоустройства и родом поверхностного покрова, степенью загрязнения территории и атмосферы, интенсивностью движения автотранспорта и т. д. Для сокращения загрязненности поверхностного стока рекомендуется проведение целого ряда мероприятий, основными из которых являются: организация регулярной механизированной уборки территории, проведение своевременного ремонта дорожных покрытий, ограждение зон озеленения бордюрами, локализация строительных площадок, упорядочение складирования и транспортирования сыпучих и жидких материалов, повышение эффективности работы пыле- и газоочистных установок.

Образующийся в результате выпадения атмосферных осадков, полива и мойки территорий поверхностный сток смывает и выносит с потоком растворимые и нерастворимые примеси. Кроме того, атмосферные воды в результате сорбирования на поверхности гидроаэрозоля частиц пыли, газа и других примесей, находящихся в воздухе, начинают загрязняться еще в приземных слоях.

Как показывают многочисленные исследования, проведенные в нашей стране и за рубежом, основными источниками загрязнения поверхностного стока, формирующегося на городской территории и промышленных площадках, являются продукты эрозии почвы, пыль, строительные материалы, а также сырье, продукты и полупродукты, хранящиеся на открытых складских площадках, выбросы в атмосферу, различные нефтепродукты, попадающие на территорию в результате их пролива и неисправностей автотранспорта и другой техники, и т. д.

Характерными загрязнителями для поверхностного стока являются взвешенные вещества. Их концентрации значительно колеблются от нескольких миллиграммов до десятков граммов в литре воды. Большой диапазон колебаний наблюдается и по дисперсному составу частиц примесей. Основное количество нерастворенных примесей представлено мелкодисперсными частицами, в основном частицами пыли. Около 80 % по весу взвешенных веществ имеют размер частиц, не превышающий 0,05 мм, из них около 15 % - частицы размером до 0.005 мм.

Таблица 6.1 **Распределение загрязнений дождевых вод**

Показатель загрязнения	Доля загрязнений от общего количества (по весу), %		
	Размер частиц, мкм		
	менее 43	43. .246	более 246
Взвешенные вещества	6,0	37,5	56,5
$БПК_5$	24,3	32,5	43,2
ХПК	22,7	57,4	19,9
Фосфаты	56,2	36,0	7,8
Соединения азота	18,7	39,8	41,5
Нитраты	31,9	45,1	23,0
Тяжелые металлы	—	—	46,7
Пестициды	—	—	27,0

Таблица 6.2. **Фракционный состав взвешенных веществ в начале и конце стока от двух дождей**

Размер фракции, мм	Содержание взвешенных веществ, %			
	Сток			
	Начало	Конец	Начало	Конец
Более 7	0,8	-		2,0
5. .7	1,2	-		10,4
3. .5	1,5	4,4	4,6	21,3
1. .3	51,6	30,1	28,0	33,2
0,25. .1	20,2	24,5	18,1	12,6
Менее 0,25	24,7	41,0	49,3	20,5

В табл. 6.1 приведены данные исследователей США по распределению загрязнений в зависимости от размера частиц, а в табл. 6.2 приведен фракционный состав взвешенных веществ дождевого стока, поступающего в дождеприемник в начале и конце дождя (по исследованиям ЛенНИИ АКХ). Образующийся при отстаивании 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 суспензированных примесей приходится около 90% общего количества окисляющихся веществ, присутствующих в поверхностном стоке. 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 окис

ление достигается через 25...30 сут. Соотношение $БПК_{полн}/БПК_5$ в среднем составляет 2,5...3.

Содержание нефтепродуктов в поверхностном стоке определяется в основном интенсивностью движения транспорта. Кроме перечисленных загрязнений в поверхностном стоке могут содержаться биогенные элементы, соединения тяжелых металлов, специфические примеси, выбрасываемые в атмосферу промышленными предприятиями, и бактериальные загрязнения.

В связи с антропогенным загрязнением атмосферы выбросами двуокиси серы (серного ангидрида) и окислов серы широкое распространение получило явление выпадения кислых дождей, которое привело к закислению природной среды на обширных территориях Европы и Северной Америки, а также в ряде районов других континентов. Здесь показатель кислотности осадков $pH \leqslant 4{,}5$, в то время как его обычное значение составляет 5,6...5,7. Если в некоторых районах земного шара (в тропиках) выпадение кислотных дождей может даже восполнить недостаток серы, необходимой для растений, то в умеренных и высоких широтах такие дожди причиняют растительности, как правило, существенный ущерб.

Поверхностный сток с городских территорий и с промышленных площадок, вносящий значительное количество загрязняющих веществ в водные объекты, вызывает их загрязнение и заиление. Донные отложения, формирующиеся в водоемах и водотоках в дождливую погоду, нарушают жизнедеятельность микроорганизмов, что отрицательно сказывается на биоценозе и процессах самоочищения. Окисление органических примесей этих донных отложений приводит к ухудшению кислородного режима водоема в течение длительного времени после выпадения дождя. Поскольку поверхностный сток является одним из источников загрязнения окружающей среды, организованное его отведение и обезвреживание является важнейшим требованием охраны природных вод.

Концентрация примесей в дождевом стоке во многом зависит от интенсивности выпадения осадков, продолжительности периода сухой погоды и предшествующего дождя. Это объясняется тем, что загрязнение дождевого стока происходит в результате сорбции веществ, находящихся в атмосферном воздухе, растворения и смыва загрязнений с водосборного бассейна и сети дождевой канализации. С увеличением интенсивности осадков увеличивается расход дождевого стока и, следовательно, увеличивается его взвесенесущая способность. Продолжительность бездождного периода обусловливает накопление примесей на территории водосборного бассейна. Некоторые примеры изменения расхода дождевого стока в замыкающем створе и концентрации загрязнений приведены на рис. 6.1 и 6.2.

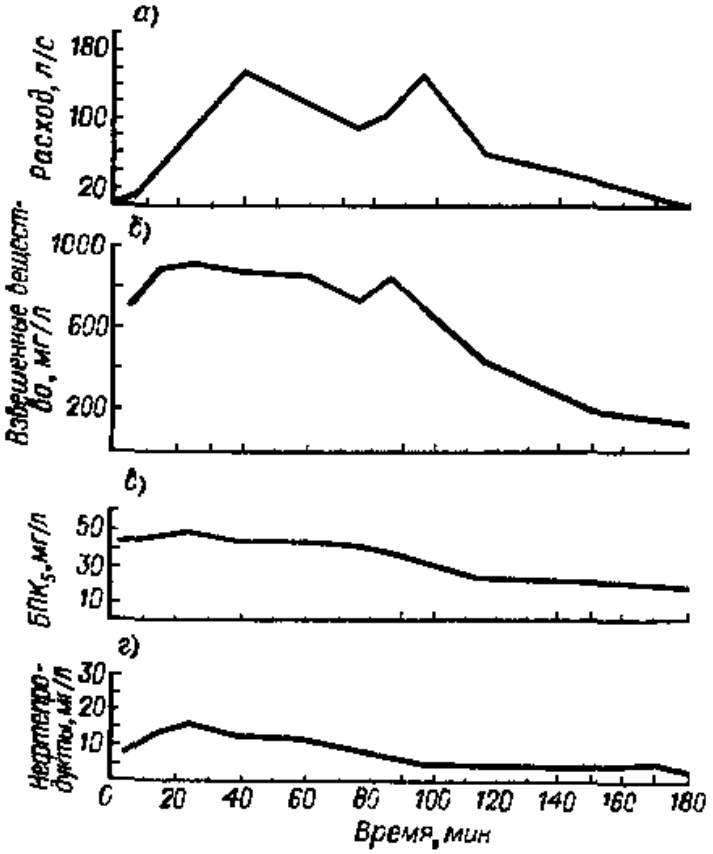


Рис. 6.1. Изменение расхода и содержание примесей в дождевом стока

а — гидрограф; *б* — изменение содержания взвешенных веществ; *в* — изменение содержания $БПК_5$; *г* — изменение содержания нефтепродуктов

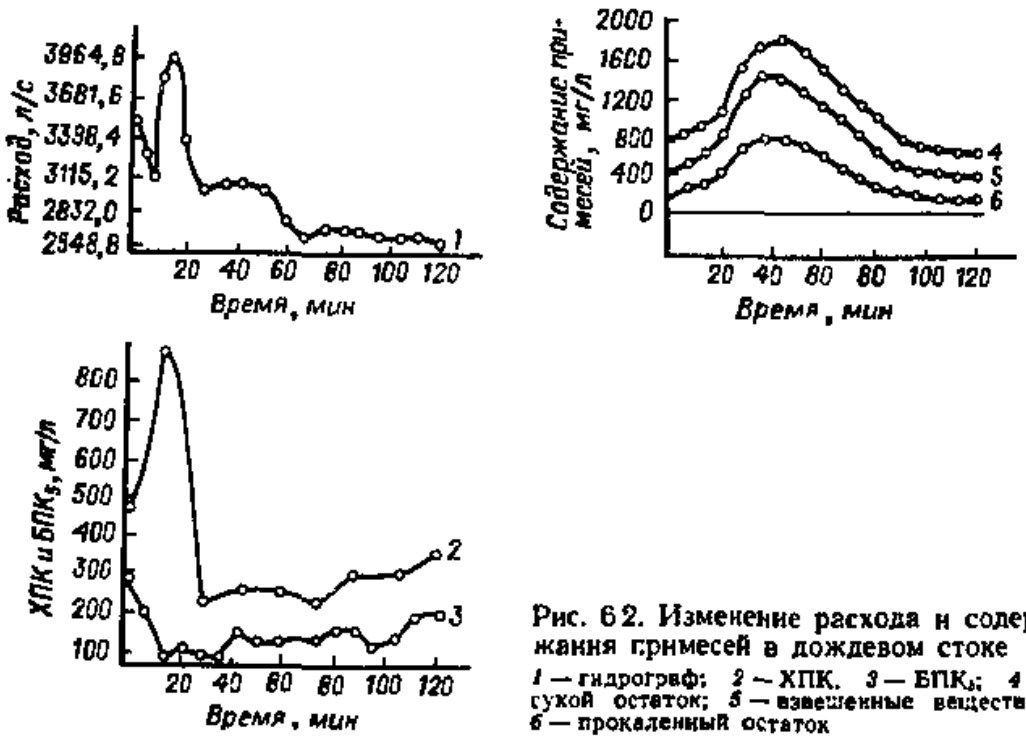


Рис. 6.2. Изменение расхода и содержания примесей в дождевом стоке

1 — гидрограф; *2* — ХПК, *3* — $БПК_5$; *4* — сухой остаток; *5* — взвешенные вещества *6* — прокаленный остаток

Из приведенных на рисунке данных видно, что концентрация примесей в дождевом стоке существенно меняется; как правило, она быстро возрастает до максимума и далее уменьшается к концу дождя. В процессе притока дождевого стока к замыкающему створу наиболее существенно изменяется содержание взвешенных веществ, нефтепродуктов и органических веществ, выраженных ХПК. Значения этих показателей могут снижаться в процессе притока стока в несколько раз.

Концентрация загрязнения дождевого стока, как уже отмечалось, зависит от многих факторов, большинство из которых являются случайными, поэтому правомерно концентрацию загрязнений связывать с вероятностью их появления. При этом для определения расчетных концентраций необходимо установить требуемую их обеспеченность. М. В. Молоковым (ЛенНИИ АКХ) предложено с учетом усреднения потока в коллекторах значительной протяженности за расчетную концентрацию принимать величину 70%-ной обеспеченности.

Важное значение при проектировании очистных сооружений дождевой канализации имеет зависимость годового объема дождевого стока и количества загрязнений, выносимых им с водосборного бассейна, от интенсивности выпадения осадков, выраженной периодом однократного превышения расчетной интенсивности дождя — p. 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 расчетного периода однократного превышения предельного дождя p (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-летний период, представлены на рис. 6.3. Учитывая это, в расчетах отведения поверхностного стока следует исходить из условия подачи на очистку наиболее кон-

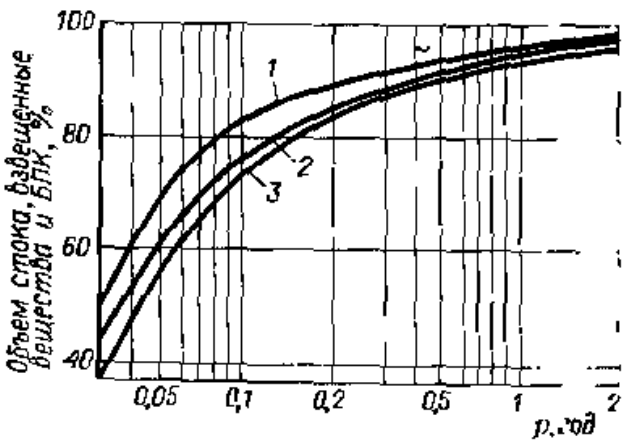


Рис 6.3 Зависимость объема стока *1*, количества взвешенных веществ *2* и органических соединений, выраженных БПК *3* от периода однократного превышения предельного дождя p

центрированной части стока, образованного часто повторяющимися дождями.

Чрезвычайная нестационарность поверхностного стока и специфичность образования обусловливают сложность изучения его состава. Методическое указание по отбору проб, их анализу и обработке экспериментальных данных при исследовании характеристики поверхностного стока разработано ВНИИВО. 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, имеющиеся данные позволяют оценить его состав и обосновать схемы очистки.

6.2. Характеристика поверхностного стока городских территорий

Значительные исследования качественного состава поверхностного стока проведены в Ленинграде, Москве, Минске, Харькове и ряде других городов. Количество загрязнений, выносимых с городских территорий поверхностным стоком, а также их концентрация зависят от частоты уборки улиц, интенсивности движения автотранспорта, плотности населения, наличия и профиля промышленных предприятий, степени благоустройства селитебных территорий, продолжительности и интенсивности выпадения осадков и т. д. Учитывая эти факты, лабораторией поверхностного стока Главмосдоруправления совместно с НИИКВОВ АКХ проведены длительные экспериментальные исследования качественного состава поверхностного стока 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 представляла собой новый благоустроенный район жилой застройки со средней интенсивностью движения автотранспорта. Третий бассейн располагался в районе с преобладанием промышленных и складских территорий с интенсивным даижением транспорта. Современные автомагистрали представляли собой четвертый исследуемый бассейн.

Экспериментально установлено, что концентрация взвешенных веществ в дождевом стоке у дождеприемников колеблется в широких пределах: в первом бассейне от десятков миллиграмм в литре до 6000 мг/л, во втором — 2300, в третьем и в четвертом — до 20 000. По содержанию нефтепродуктов пределы колебаний в первом бассейне составляют от 0,25... мг/л до 42, во втором 20, в третьем 30 и в четвертом до мг/л. Анализ данных показывает, что на содержание взвешенных веществ основное влияние оказывают интенсивность

Таблица 6.3 **Концентрация загрязняющих веществ дождевого и талого стоков, мг/л**

Характер 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, нереконструированная застройка	700...1000	10...15	1500...1700	12...15
Территории, прилегающие к промышленным предприятиям	800...1200	12...20	2000...2500	12...20
Транспортные магистрали с интенсивным движением транспорта	800...1000	15...20	2500...3000	20...30

дождя и продолжительность предшествующего бездождного периода. На загрязненность дождевого стока нефтепродуктами большое влияние оказывает интенсивность движения транспорта.

Сопоставление полученных значений концентраций загрязненности поверхностного стока для примерно аналогичных водосборных бассейнов Москвы и Ленинграда показало их идентичность. На основании этих исследований рекомендованы расчетные концентрации взвешенных веществ и нефтепродуктов дождевого и талого стока для районов различной степени благоустройства, значения которых приведены в табл. 6.3

Концентрация органических веществ, выраженных $БПК_{20}$, в дождевом стоке колеблется от 40 до 90 мг/л, а талого стока от 70 до 150. 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 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.

Загрязнение поверхностного стока городских территорий не ограничивается перечисленными компонентами. 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 $10^{-1}...10^{-6}$).

Таблица 68. Характеристика дождевого стока с территорий городов

Показатели	Москва	Астрахань	Даугавпилс	Воронеж	Днепропетровск
pH	7,0 . 8,0	8,6 . 9,4	7...7,7	7,8 ..8,0	7,5 7,6
Щелочность, мг-экв/л	7,5...8,7	3 ..4	3,4. 4	4,1 ..5,1	8,2 ..8,5
Запах		Нефти	Нефти	Гнилостный	–
Прозрачность, см	—	–	13 ..14	6 ..7	3.. 5
Взвешенные вещества, мг/л	65...245	215. 281	42 . 120	39 ..90	724 ..740
Сухой остаток, мг/л	1088 1935	—	500 720	200. .266	1652. .1706
Прокаленный остаток, мг/л	314...879	42,2...138,6	271 317	22,4 86	105,8 .148
ХПК, мг/л	15,3. .21,6	57,6 195,0	23,8 . 95	60,2...120	—
$БПК_5$, мг/л	—	-	16,4.. 20,3	187 249	6,1...7,8
Нефтепродукты, мг/л	12 ..17,5	95 .197	13.. 156	45 ..52	3.. 24
Жесткость общая, мг-экв/л	7,5 .8,7	—	5,4 .7,2	5 5,5	11,3. .13,2
Сульфаты, мг/л	—	195 .212	22...50	48...55	200 360
Хлориды, мг/л	51...190	323 .451	3 . 5,2	91...111	340...350

В табл. 6.4 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 колеблется в пределах 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.

При проектировании дождевой канализации городов в ряде случаев удобно пользоваться удельным выносом примесей дождевым стоком. Так как концентрация загрязнений дождевого стока, а следовательно, и количество выносимых примесей зависит от многих факторов, ряд исследователей дают различные показатели величин удельного выноса загрязнений дождевым стоком. На рис. 6.4 приведена зависимость, полученная Ю. П. Беличенко (Минводхоз СССР), количества выносимых с 1 га загрязнений от величины слоя осадков и продолжительности предшествующего периода сухой погоды. Удельный вынос примесей с дождевым стоком с городских территорий при селитебной плотности населения 100 человек на 1 га ВНИИВО рекомендует принимать следующим (вынос в кг на 1 га в год): взвешенные вещества — 2500; ХПК — 1 000; $БПК_{20}$ — 140; нефтепродукты — 25; соединения азота — 6; фос-

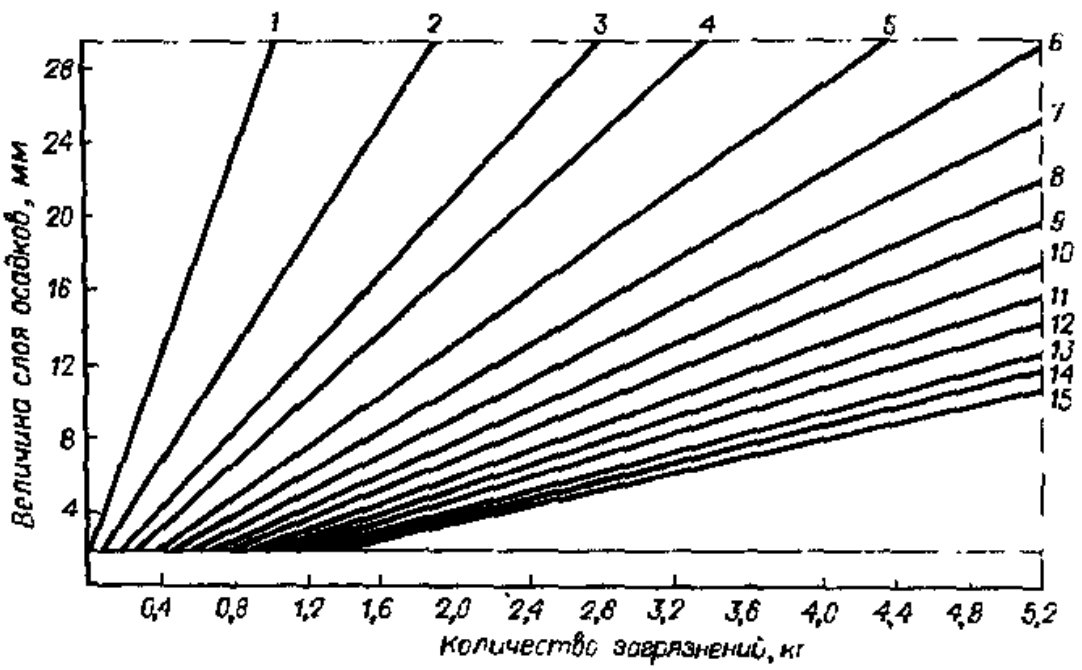


Рис. 6.4. Зависимость количества выносимых с 1 га загрязнений от величины осадков и продолжительности периода сухой погоды

фора — 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 %.

6.3. Характеристика поверхностного стока промышленных площадок

Физико-химический состав поверхностного стока с территорий промышленных предприятий определяется характером основных технологических процессов, а их концентрация и удельный вынос зависит от санитарного и технического состояния водосборного бассейна, режима уборки территории, эффективности работы систем газо- и пылеулавливания, организации складирования и транспортирования сырья, промежуточных продуктов и отходов производства. Отличительной чертой поверхностного стока, формирующегося на территории промышленных предприятий, является наличие в них специфических загрязнений. В последние годы рядом научно-исследовательских и учебных институтов и организаций проведены экспериментальные исследования качественной характеристики поверхностного стока углеобогатительных фабрик, металлургических и машиностроительных заводов, предприятий нефтеперерабатывающей и нефтехимической промышленности, ТЭЦ и др.

Проведенными исследованиями установлено, что загрязнение территории углеобогатительных фабрик и поверхностного стока в основном происходит за счет пылеуноса из котельных, сушильных и аспирационных установок, из пунктов перегрузки угля, открытых складов золы, продуктов обогащения, реагентов и магнетита. Основными загрязняющими компонентами являются взвешенные вещества, минеральные соли, нефтепродукты и в некоторых случаях - фенолы. Характеристика поверхностного стока ряда угольных бассейнов страны приведена в табл. 6.5. Основными загрязняющими компонентами дождевых и талых вод являются взвешенные вещества (от 3 до 45 тыс. мг/л) и органические вещества (ХПК до 9 тыс. мг/л, БПК до [illegible] мг/л), фенолы (от 0,0005 до 3,5 мг/л) и отличаются высокой бактериальной загрязненностью.

Для поверхностного стока металлургических предприятий основными загрязнителями являются механические примеси, максимальная концентрация которых может достигать 250 тыс. мг/л. Основными компонентами твердой фазы являются SiO_2, [illegible]O, MgO, Fe_2O_3, Al_2O_3. Поверхностные стоки прокатных и сталелитейных производств содержат значительное количество масел, взвешенных веществ и нефтепродуктов. На предприятиях коксохимических производств в поверхностном стоке могут содержаться фенолы (до 3 мг/л), родониды (до 5 мг/л), цианиды

Таблица 6.5. Физико-химический состав поверхностного стока с террито

Показатели	Подмосковный бассейн		Донецкий бассейн	
	Дождевой	Талый	Дождевой	Талый
pH	2,9 .8,9	2,8.. 8,9	6,5.. 9,4	–
Жесткость общая. мг-экв/л	2,2. 50,7	--	—	-
Взвешенные вещества, мг/л	21 . 6300	21 .6300	42 . 2890	263 .1300
Сухой остаток, мг/л	62 .7800		70 ..2220	120...243
ХПК отстоянной ноды, мг/л	8...118	--	8.. 44	5. .12
$БПК_{20}$, мг/л	19 29		12 70	-
Нефтепродукты, мг/л	0,1 6		13. 300	6 27
Фенолы, мг/л	–		0,016	0,02...0,06
Азот аммонийный, мг/л	0,02. .11	-	1,4 . 2,9	3,6. .8,9
Фосфор, мг/л	0,01 ..0,5	-	0 2	0,03...0,04
Сульфаты, мг/л	18. .3079		17 .137	43 ..136
Хлориды, мг/л	2 ..239	—	26 .1129	5.. 13

Таблица 6.6. Физико-химический состав дождевого стока с территорий различных производств металлургического завода в Мариуполе

Показатели	Производства			
	агломерационное	доменное	прокатное	конвертерное
pH	7,8	7,6	7,7	8,4
Щелочность, мг-экв/л	0,7	0,8	1,2	0,9
Взвешенные вещества, мг/л	1250	455	250	3230
ХПК, мг/л	6,2	5,4	7,6	8,6
БПК, мг/л	4,3	3,4	4,5	4,8
Жесткость, мг-экв/л	2,4	2,0	2,6	1,8
Хлориды, мг/л	6,5	3	1,5	3
Сульфаты, мг/л	87,5	86,6	56	47,9
Масла, мг/л	11	10,5	28,2	17,7

(до 200 мг/л) и т. д., азотсодержащие соединения (до 20 мг/л), смолы и масла. В табл. 6.6 представлена характеристика дождевого стока металлургического завода в Мариуполе (по данным НПО «Энергосталь»).

Поверхностный сток машиностроительных и авторемонтных предприятий существенно загрязнен нефтепродуктами и маслами, концентрация нефтепродуктов может достигать 200 мг/л, содержание взвешенных веществ в среднем составляет 300... 500 мг/л.

Состав поверхностного стока с территорий нефтеперерабатывающих заводов, по данным БашНИИНП, представлен в табл. 6.7.

рий угольных шахт

Кузнецкий бассейн		Челябинский бассейн		Средняя Азия	
Дождевой	Талый	Дождевой	Талый	Дождевой	Талый
6,5 7,5 1,8. 5,4	6,5 7,5 --	7,5 8,1 4 10	7,3. 8,8 0,7 8,3	2. 7,8 1 1,7	7,2. .8,1 0.4. 9,1
289 .2200	6 45350	1160. 1920	138 10350	631 1050	26 ..2200
231.. 750 --	10 310 --	230,. 476 8 . 20	66...992 40...200	127 . 233	18 ..472
0,5 1,4 0,001 .0,004	0,8 . 4,0 0 ..0,01	0 12	75	0,03 .0,3	0,6
86. .161 21 36	36 137 21 49	89 240 38 .52	45 .424 10 60	33 71 19 36	12...142 4. 98

Таблица 67 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

Для предприятий химической и нефтехимической промышленности характерным является присутствие в поверхностном стоке веществ, применяемых в технологических процессах. Так, в атмосферных водах нефтехимических комбинатов (НХК) содержатся хром, цинк, алюминий, метанол, толуол и т. д. Талые воды НХК характеризуются следующими показателями: концентрация взвешенных веществ колеблется от 500 до 7000 мг/л, гидроизвлекаемых веществ от 70 до 330, средняя величина ХПК - 330 мг/л, $БПК_{20}$ -- 250, сухой остаток 350 мг/л, жесткость 2,2 мг экв/л, щелочность 1,6.

Содержание взвешенных веществ в дождевом стоке этих предприятий в зависимости от интенсивности дождя и продолжительности предшествующего сухого периода колеблется в

пределах от 165 до 15000 мг/л, эфироизвлекаемых веществ — от 3 до 200, средняя величина ХПК составляет 250 мг/л, $БПК_{20}$ — 120, сухой остаток - - 885, прокаленный остаток – - 510, жесткость – 6,5 мг-экв/л, щелочность - - 2.7, хлориды — 107 мг/л, сульфаты - 140.

Присутствие в поверхностном стоке специфических загрязнений характерно и для предприятий некоторых других отраслей промышленности. Так, в поверхностном стоке заводов фосфорных удобрений могут присутствовать в значительных концентрациях соединения фосфора (до 100 мг/л в пересчете на P_2O_5), азота (до 200 мг/л в пересчете на NH_4), фтора (10 мг/л и более); в стоках мясокомбината содержание жиров может достигать 200 мг/л, а $БПК_{20}$ — до 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 и отдельные его участки рекомендовано разделять на две группы. К первой группе относятся предприятия, для которых основными примесями поверхностного стока являются грубодиспергированные примеси, нефтепродукты и органические соединения, сорбированные главным образом на взвешенных веществах. В настоящее время к этой группе относятся предприятия черной металлургии (за исключением коксохимических производств), машиностроительной, электротехнической, угольной, нефтяной, легкой, хлебопродуктовой, молочной, пищевой промышленности, энергетики, автотранспортные предприятия, речные порты, ремонтные заводы, а также отдельные производства нефтеперерабатывающей, нефтехимической и химической промышленности, на территорию которых не попадают специфические загрязнения.

Ко второй группе относятся предприятия, для которых в настоящее время характерно поступление в поверхностный сток специфических веществ - предприятия цветной металлургии, коксохимической, химической, лесохимической, целлюлозно-бумажной и микробиологической промышленности, мясокомбинаты, шлалопролиточные заводы и т. д.

6.4. Динамика изменения загрязненности поверхностного стока

Загрязненность поверхностного стока, как уже отмечалось в 6.2 и 6.3, зависит от многих факторов (загрязненности территории и воздушного бассейна, характера выпадения дождей, продолжительности периода сухой погоды и др.). Она изменяется в течение одного дождя и различна в одно и то же время у дождеприемников и в разных точках дождевой сети. Анализ результатов исследований по загрязненности поверхностного стока позволил выявить некоторые закономерности накопления

и смыва загрязнений и получить приближенные математические зависимости, позволяющие прогнозировать концентрацию загрязнений дождевых вод в системах водоотведения. Эти зависимости по мере накопления данных по фактической загрязненности будут уточняться, а также будет расширяться область их применения. Загрязненность дождевых вод складывается из двух составляющих: основной загрязненности, определяемой смыванием накопленных на поверхности загрязнений, и фоновой, возникающей из-за эрозии (размыва) самих поверхностей.

В течение периода T, предшествующего выпадению осадка, происходит накопление загрязнений на поверхности водосбора. Количество этих загрязнений определяется уровнем благоустройства территории, ее санитарным состоянием, интенсивностью транспортной нагрузки, степенью загрязненности атмосферы осаждающимися частицами и др. Исследования, проведенные в Москве, Ленинграде, Харькове, Горьком и других городах, показали, что для каждой конкретной территории можно выявить предельную (максимальную) загрязненность. Это объясняется тем, что 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, можно определять по формуле

$$M=M_{max}(1-e^{-k_3T}),$$

где M_{max} — максимально возможное количество накапливаемых загрязнений, кг; k_3 — коэффициент динамики накопления загрязнений, 1/сут; T — продолжительность периода без стока, сут; e — основание натурального логарифма

Значение параметра M_{max} и коэффициента k_3 для определения загрязненности дождевого стока по взвешенным веществам (по исследованиям ЛИСИ) можно принимать:

для районов современной застройки с высокой степенью благоустройства и малой транспортной нагрузкой

$M_{max}=10...20$ кг на 1 га, $k_3=0,4...0,5$;

для административно-торговых центров с высокой транспортной нагрузкой

$M_{max}=100...140$ кг на 1 га, $k_3=0,3...0,4$;

для промышленных районов и зон, прилегающих к крупным магистралям,

$M_{max}=200...250$ кг на 1 га, $k_3=0,2...0,3$.

Количество смываемых загрязнений $M_{см}$ зависит от продолжительности выпадения t и средней интенсивности q дождя и может определяться по формуле

$$M_{см}=M(1-e^{-k_c qt}),$$

где k_c — константа смыва загрязнений, зависящая от характеристики бассейна водосбора.

Количественное значение константы смыва принимается в интервале 0,003...0,008 (по данным ЛИСИ), меньшие значения k_c *будут соответствовать* менее загрязненным территориям и равнинному рельефу.

Концентрация взвешенных веществ в дождевом стоке у дождеприемников, г/м^3, составит

$$K_{в.в}=1000\, M_{сн}F/W_д,$$

где $W_д$ — объем дождевого стока с площади F за время выпадения осадков t, $W_д$ определяется по величине слоя осадков или интегрированием гидрографа стока.

Дополнительная фоновая загрязненность стока, *вызванная* размыванием грунтовых поверхностей, 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. Для условий Ленинграда их значения по взвешенным веществам изменялись в пределах от 20 *до* 2000 мг/л и более.

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 претерпевает значительные изменения, вызванные неустановившимся характером движения в трубах дождевых вод, большими колебаниями расходов и скоростей течения жидкости. В начальный период дождя, когда малым расходам соответствуют малые наполнения и скорости течения, часть загрязнений, поступивших в канализационную сеть через дождеприемники, выпадает в осадок и уменьшает загрязненность дождевых вод. При увеличении расходов и скоростей течения дождевых вод 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 при осаждении частиц [по формуле (6.1) С. В. Яковлева или формуле (6.2) А. М. Курганова]:

$$u_0 = v/(13\cdot R^{0,2}); \qquad (6.1)$$

$$u_0 = v\cdot\lambda^{-2/3}, \qquad (6.2)$$

где λ — коэффициент гидравлического трения; R, v — соответственно гидравлический радиус, м, и скорость течения м/с.

А. М. Латышенковым, Б. И. Студеничниковым и А. С. Образовским были проведены исследования размыва грунта и отло-

Таблица 6.8. **Зависимость между диаметром и гидравлической крупностью частиц**

d, мм	u_0, мм/с	d, мм	u_0, мм/с	d, мм	u_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	249,0
0,40	43,2				

жения частиц в каналах и напорных трубопроводах, результаты которых легли в основу расчета крупности частиц:

при $H/d>600$

$$d_ч=(v/(12H^{0,2}))^{10/3},$$

при $H/d\leqslant 600$

$$d_ч=(v/8,6)^4/H,$$

при напорном движении дождевых вод

$$d_ч=(v/18)^4/D,$$

где H, d — глубина потока и диаметр частиц, способных к вымыванию, м, v — скорость потока, м/с, D — диаметр трубы, м; $d_ч$ — средний диаметр размываемых частиц, м.

Значения гидравлической крупности для различных диаметров частиц приведены в табл. 6.8.

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.

6.5. Влияние поверхностного стока на состояние водных объектов

Наблюдения за изменением качества воды водоемов выявили существенное отрицательное влияние поверхностного стока на водные объекты. Наиболее заметное ухудшение качества воды в реках зафиксировано во время выпадения интенсивных дождей. При этом происходит засорение рек плавающими предметами, на поверхности воды образуется пленка нефтепродуктов, резко возрастает концентрация взвешенных веществ. Однако уже через несколько часов после прекращения поступления в реку дождевого стока содержание примесей в воде существенно сни-

жается и постепенно восстанавливается фоновое качество воды по всем показателям за исключением концентрации растворенного кислорода. Причиной ухудшения кислородного режима воды реки является значительное увеличение после дождя потребления кислорода органической частью донных отложений, сформированных за счет взвешенных веществ, внесенных поверхностным стоком.

Тот факт, что основное влияние на водоем оказывают взвешенные вещества поверхностного стока, подтверждают и токсикологические исследования дождевого стока. 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 суток, 100%-ная гибель в неразбавленном стоке наблюдается через 1...24 ч.

На основании проведенных исследований ВНИИВО разработаны предложения по регламентации условий выпуска поверхностного стока в водные объекты. Эти предложения предусматривают исключение засорения водоема плавающими примесями, образования на поверхности пленки нефтепродуктов, заиления и ограничения накопления донных отложений, способных привести к нарушению предусмотренного нормативами содержания кислорода в воде водного объекта за счет окисления содержащихся в донных отложениях органических веществ.

Глава 7. ОЧИСТКА ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА. КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ

7.1. Определение количества сточных вод, поступающих на очистку

По мере совершенствования систем очистки хозяйственно-бытовых и производственных сточных вод поверхностный сток городских территорий и промышленных площадок становится одним из главных источников загрязнения природной гидросферы. Удельный вес поверхностного смыва и канализованного, но не очищенного дождевого, талого и моечного стока в реках и водоемах непрерывно нарастает. Для многих предприятий именно поверхностный сток, несущий в себе захваченные дож

дем при прохождении атмосферы сернистый ангидрид, окислы азота и загрязненный взвешенными веществами, смываемыми с промплощадок, а также нефтепродуктами, остается самой серьезной из нерешенных проблем водоотведения.

Поверхностный сток воздействует на водные объекты периодически, причем интенсивность воздействия резко колеблется. На территории нашей страны подавляющее количество жидких осадков выпадает в виде дождей малой интенсивности и расходы талого стока, как правило, также невелики. Следовательно, бóльшая часть накапливающихся на территории водосборного бассейна загрязнений выносится в водоемы с небольшими расходами воды. Кроме того, при определении пропускной способности очистных сооружений ориентация на максимальные расходы ливневого стока редкой повторяемости, на прием и отведение которого рассчитывается сеть дождевой канализации, нецелесообразна, так как это приводит к повышенным затратам на строительство очистных сооружений при их кратковременной работе на полную производительность.

В настоящее время при определении производительности очистных сооружений поверхностного стока исходят из условия задержания возможно большего количества загрязнений, содержащихся в стоке при обработке минимального его расхода. При этом в случае отсутствия в дождевом стоке специфических примесей с токсичными свойствами допускается подвергать очистке только наиболее концентрированную по содержанию примесей часть стока, формирующегося при часто выпадающих малоинтенсивных дождях, а также в начальный период интенсивных ливней. В зависимости от климатических факторов, в первую очередь от соотношения в данной местности слоев осадков, приходящихся на долю малоинтенсивных дождей и ливней, данным условиям будут соответствовать периоды однократного превышения расчетной интенсивности дождя в пределах от 0,05 до 0,1 года. Для ЕТС при этих условиях обеспечивается подача на очистные сооружения 70 % годового объема дождевого стока, 100 % годового объема моечных вод и большей части талых вод.

При выпадении дождей с интенсивностью, превышающей предельную, часть стока сбрасывается в водоем минуя очистные сооружения. В этом случае сточные воды, сбрасываемые в водоем помимо очистных сооружений, должны подвергаться очистке от мусора, плавающих примесей, в том числе нефтепродуктов и песчаных фракций с гидравлической крупностью более 18,7 мм/с. Для промышленных площадок, поверхностный сток с которых может выносить токсичные загрязнения (предприятия второй группы), сброс даже части дождевого стока без очистки недопустим. Однако и в этом случае проектировать очистные сооружения на максимальный расход дождевого стока

нецелесообразно. Для сокращения затрат на строительство и эксплуатацию очистных сооружений следует предусматривать регулирование расхода дождевого стока

При регулировании дождевого стока с территорий населенных мест и предприятий первой группы, поверхностный сток с которых не загрязнен специфическими токсичными примесями, расчетный расход дождевых вод, направляемых на очистку, может быть определен способами, указанными в 3.7.

7.2. Схемы отведения и очистки поверхностного стока

Отведение поверхностного стока с городских селитебных территорий может осуществляться различными системами канализации (полураздельной, раздельной и общесплавной), причем его очистка может проводиться как самостоятельно, так и совместно с городскими сточными водами. При отдельной очистке поверхностного стока применяют *локальные очистные сооружения*, размещаемые на устьевых участках главных коллекторов дождевой канализации, и *централизованные очистные сооружения*. Централизованные очистные сооружения рекомендуется размещать за пределами городской застройки ниже по течению основного водотока. Совместную очистку поверхностного стока с городскими сточными водами целесообразно осуществлять 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. Примером технико-экономической оценки полураздельной и раздельной систем канализации городов с учетом отведения и очистки поверхностного стока могут служить расчеты, выполненные НИИ КВОВ. Для сравнения были выбраны три типа городов: *А* – с населением 75 тыс. человек; *Б* – с населением 140 тыс. человек и *В* – с населением 350 тыс. человек. Рельеф территорий городов принят с выраженным уклоном к реке, что исключало необходимость устройства насосных станций. При расчете приведенные затраты на строительство полураздельной системы канализации приняты за 100 %; полученные относительные значения приведенных затрат при раздельной системе канализации приведены в табл. 7.1

Как видно из данных табл. 7.1, по приведенным затратам наиболее целесообразно применять полураздельную систему канализации, за исключением районов с очень большой интенсивностью дождя, отвечающей продолжительности 20 мин и периоду однократного превышения 1 раз в год. Примерно такая же картина наблюдается и в городах с более выраженным рельефом местности. Кроме экономических преимуществ полураздельная система канализации предпочтительнее раздельной си-

Таблица 71. **Относительные значения приведенных затрат при раздельной системе канализации (на отношению к полураздельной системе канализации)**

Тип города	Системы 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	Раздельная с централизованными очистными сооружениями	106,4 / 103,2	103,1 / 105,6	103 / 102,4	99,6 / —
	Раздельная с локальными очистными сооружениями	110,7 / 111,7	111,3 / 111,6	114,4 / 114,4	111,9 / —
В	Раздельная с централизованными очистными сооружениями	104 / 103,7	105 / 103	101,9 / 97,8	98,8 / 95,7

Примечание. В числителе $p_{ш} = 0{,}1$, в знаменателе $p_{ш} = 0{,}05$

стемы с централизованными и локальными очистными сооружениями механической очистки и по санитарным показателям. Это объясняется тем фактом, что 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 и органических соединений, выражеиных $БПК_{полн}$, не превышает 15...20 мг/л.

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, что это вызывает засорение решеток и песколовок. 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 [illegible] г. из 20 самых крупных городов раздельная система кана-

лизации была только в двух (Балтимор и Нью-Орлеан), то в 1970 г. уже девять городов имели раздельную систему канализации, в том числе Лос-Анжелес, Хьюстон, Даллас, Балтимор, Сан-Диего и др.

Как правило, поверхностный сток с территорий промышленных предприятий должен отводиться самостоятельно сетью канализации. Однако допустимо совместное отведение поверхностного стока с производственными сточными водами с аналогичными по характеру примесей (виду и концентрации) загрязнениями. Распространенным вариантом является сброс в дождевую канализацию продувочных вод оборотных систем водяного охлаждения. В этом случае может наблюдаться повышение солесодержания поверхностного стока, что отрицательно влияет на его использование в системах технического водоснабжения.

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 другие условия. Выбор схемы отведения и очистки поверхностного стока должен осуществляться на основе оценки технической возможности и экономической целесообразности следующих мероприятий:

использования очищенного поверхностного стока в системах технического водоснабжения;

локализации отдельных участков производственных территорий, где возможно попадание на поверхность специфических загрязнений, с отводом стока в производственную канализацию или после их предварительной очистки — в дождевую;

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 очистки с производственными сточными водами.

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, разнообразные по характеру технологии, 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, для ремонта и испытания различных механизмов и машин. Устройство таких сооружений позволяет удалить основное количество загрязнений из локального потока поверхностного стока простым и относительно дешевым методом и тем самым облегчить работу централизованных очистных сооружений. Иногда целесообразно предусматривать контрольные емкости для сбора поверхностного стока с отдельных участков и в зависимости от его качества направлять в дождевую или производственную канализацию. Такие решения находят применение 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.

При определении схемы очистных сооружений первостепенное значение имеют расход подаваемого на очистку поверхностного стока и требуемая степень очистки. С целью сокращения производительности очистных сооружений, как правило, сток должен усредняться. 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, применяемого оборудования и готового продукта производства, а также санитарно-гигиенических условий. Очистные сооружения могут рассчитываться как на окончательную, так и на предварительную очистку с последующей доочисткой поверхностного стока на станциях водоподготовки или очистки сточных вод.

Исходя из характеристики поверхностного стока для его очистки рекомендуется предусматривать сооружения механической и физико-химической очистки. Во всех случаях рекомендуется применять простые в эксплуатации и надежные в работе отстойные сооружения. Для обеспечения более глубокой степени очистки, чем та, которая достигается в отстойных сооружениях, применяются фильтрование, коагуляция, флотация. При необходимости достижения более глубокой очистки от коллоидных и растворенных веществ поверхностный сток целесообразно подавать на сооружения для совместной биологической очистки с городскими или производственными сточными водами.

7.3. Отстаивание. Конструкции различных типов отстойных сооружений

Отстаивание является одним из основных методов выделения из сточных вод оседающих и всплывающих механических примесей. Эффективность работы отстойников обусловлена следующими основными факторами, зависящими от седиментационных свойств взвешенных веществ, таких как гидравлическая крупность частиц, концентрация взвеси, гранулометрический состав, склонность к образованию хлопьев, электрокинетические явления и т. д.; зависящими от гидродинамических условий работы сооружения — режима движения, плотностных и конвекционных токов, степени использования объема сооружения и т. д.

Основной характеристикой взвешенных частиц сточных вод при расчете отстойных сооружений является их гидравлическая крупность, которая зависит от многих параметров: размера, плотности и концентрации частиц, их электрических зарядов и адсорбционных свойств, вязкости и плотности жидкости, высоты зоны отстаивания и т. д. Имеющиеся теоретические и эмпирические формулы для определения гидравлической крупности частиц в основном справедливы для осаждения одиночных шарообразных частиц. В зависимости от режима движения частиц скорость их осаждения можно определить по следующим формулам: для ламинарного режима — по формуле Стокса; для переходной области — по формуле Аллена — Прандтля и для турбулентного режима осаждения шарообразной частицы — по формуле Ньютона — Риттингера. Однако имеющиеся эмпирические и теоретические формулы не учитывают целого ряда факторов, свойственных взвешенным частицам сточной воды, — формы частиц, их концентрации и полидисперсности, способности агломерировать и т. д. Надежным способом определения гидравлической крупности нерастворенных примесей сточных вод является эксперимент. При этом расчетная гидравлическая крупность определяется по кинетике отстаивания сточной воды в статических условиях.

Кинетика отстаивания сточной воды определяется, как правило, в лабораторных условиях. Отобранная жидкость разливается в пять-шесть цилиндров, и через определенные периоды отстаивания последовательно сифонируется заданный слой жидкости, в которой определяется концентрация взвешенных веществ. Зная концентрацию взвешенных веществ в исходной воде и в воде после определенного времени отстаивания, рассчитывают кинетику отстаивания в координатах: эффект осветления — продолжительность отстаивания или гидравлическая крупность, вычисленная как частное от деления высоты слоя жидкости на продолжительность отстаивания. При определении

кинетики отстаивания агрегатно-неустойчивых полидисперсных систем необходимо иметь в виду, что на величину скорости осаждения частиц оказывает влияние высота цилиндра, в котором происходит отстаивание. Проведенными теоретическими и экспериментальными исследованиями НИИ КВОВ, МИСИ им. В. В. Куйбышева, ВНИИВОДГЕО установлено, что кривые осветления полидисперсных систем при различных высотах столба воды приближенно могут рассматриваться как подобные кривые. Условия седиментационного подобия при $Э=\text{const}$ предложено выражать соотношением:

$$\frac{T_2}{T_1} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^n,$$

где T_1 — продолжительность осаждения, мин, при высоте отстаиваемого слоя H_1, см; T_2 — то же, при H_2; n — показатель степени, зависящий от агломерации взвеси в процессе осаждения; для поверхностного стока величина n колеблется в широких пределах — от 0,3 до 0,85

Поверхностный сток, как уже отмечалось, представляет собой чрезвычайно нестабильную полидисперсную систему со значительными колебаниями состава и концентрации загрязнений. При этом седиментационные свойства поверхностного стока зависят от места отбора проб, расхода стока, продолжительности его образования и протекания и т. д. Экспериментальные исследования кинетики отстаивания поверхностного стока проводились ВНИИВО, ВНИИВОДГЕО, НИИ КВОВ и др. организациями.

Многолетние исследования кинетики отстаивания дождевых и талых вод в различных функциональных зонах Харькова проведены ВНИИВО. Отбор проб осуществлялся из ливневыпусков дождевых коллекторов, расположенных в центральном благоустроенном участке города, в районе крупных промышленных предприятий машиностроительного профиля и в районе современной жилой застройки. Результаты изучения кинетики осаждения взвешенных веществ при высоте зоны отстаивания 0,3 м представлены на рис. 7.1.

На рис. 7.1 показаны границы разброса опытных данных и расчетная кривая, соответствующая средней по экспериментальным данным. Концентрация взвешенных веществ в отобранных пробах колебалась от 340 до 4050 мг/л. Значительное содержание в поверхностном стоке тонкодисперсных приме-

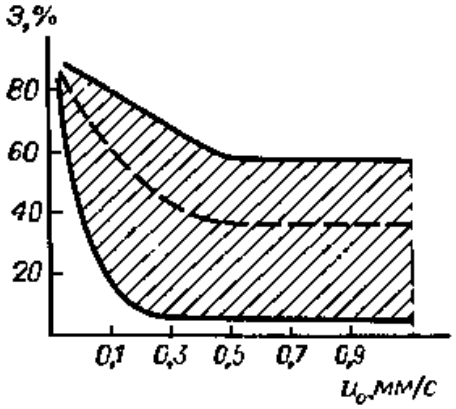


Рис. 7.1. Обобщенные данные кинетики осаждения взвешенных веществ дождевого стока с городских территорий

сей обусловливает остаточное содержание взвеси при отстаивании в течение 1...3 сут в зависимости от исходной концентрации 100...300 мг/л На основании изучения кинетики отстаивания дождевых и талых вод Харькова был рассчитан эффект осветления в зависимости от продолжительности отстаивания для высоты зоны осаждения 2 м.

Данные об эффекте осветления, полученные ВНИИВО, приведены в табл. 7.2.

Расчетные данные о необходимой продолжительности отстаивания дождевого и талого стоков, формирующихся на городской территории, при *различной глубине* проточной зоны отстойника H для достижения заданного эффекта осветления приведены в табл. 7.3. Приведенные данные *представляют обобщение* экспериментальных исследований, проведенных в НИИ КВОВ АКХ, ЛенНИИ АКХ, ВНИИВО, институтах УкркоммунНИИпроект и Мосинжпроект.

Таблица 7.2. Зависимость эффекта осветления от продолжительности отстаивания

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	80	90

Таблица 7.3. Продолжительность отстаивания, ч, дождевого стока (в числителе) и талого стока (в знаменателе)

Эффект отстаивания, %	Глубина 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 / 0,36	1,41 / 0,59	1,45 / 0,59
40	1,64 / 0,79	1,72 / 0,83	1,79 / 0,85	1,84 / 0,59	1,89 / 0,91
50	2,3 / 1,17	2,4 / 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	6,9 / 3,64	7,14 / 3,85	7,5 / 3,95	7,61 / 4,12	7,84 / 4,21

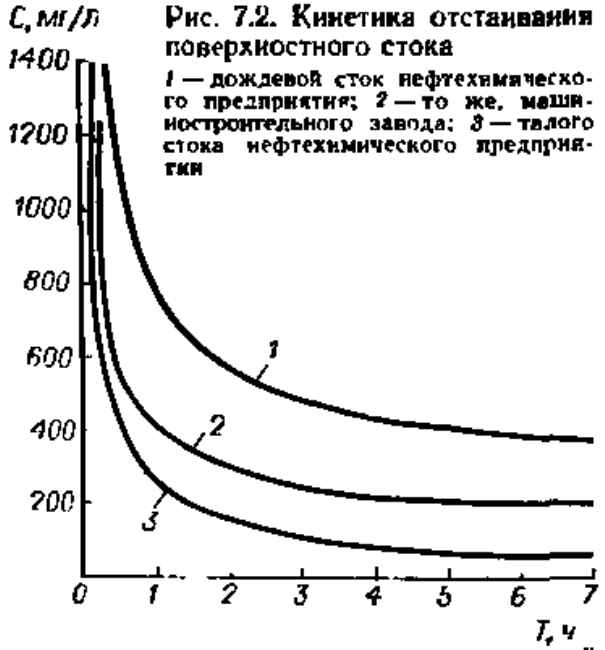


Рис. 7.2. Кинетика отстаивания поверхностного стока

1 — дождевой сток нефтехимического предприятия; *2* — то же, машиностроительного завода; *3* — талого стока нефтехимического предприятия

Многочисленные исследования технологического моделирования процесса отстаивания поверхностного стока проведены на промышленных предприятиях. Характерные кривые кинетики отстаивания дождевых, талых и поливомоечных вод, полученные ВНИИВОДГЕО при высоте зоны отстаивания 200 мм, представлены на рис. 7.2. Данные кинетики показывают, что поверхностный сток в значительной степени содержит мелкодисперсные примеси. Так, при выделении частиц с гидравлической крупностью 0,2 мм/с и более остаточная концентрация взвешенных веществ составляет 100...500 мг/л. На основании обобщения экспериментальных исследований кинетики отстаивания дождевых вод рекомендуется для достижения требуемого эффекта осветления $Э$ принимать следующие значения для гидравлической крупности частиц взвеси u_0 для высоты зоны отстаивания 2 м:

$Э$, %	50	60	70	80	85	90	95
u_0, 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 $БПК_{20}$ от 60 до 80 %. Остаточное содержание взвешенных веществ в отстоенной 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.

Как показывают исследования, поверхностный сток наряду с тонкодисперсными частицами содержит и крупные механические примеси, для выделения которых целесообразно применять песколовки. По данным исследований кинетики отстаивания, в дождевом стоке содержание частиц песка с гидравлической крупностью более 15 мм/с колеблется в пределах от 10 до 15 %, а в талом стоке — до 20.

Для удаления основной массы взвешенных веществ и нефтепродуктов поверхностного стока применяются различные конструкции отстойных сооружений. горизонтальные и радиальные

отстойники, нефтеловушки, пруды, накопители и т. п. В последнее время для очистки поверхностного стока начинают применяться тонкослойные полочные отстойники, а также тонкослойные блоки для интенсификации работы прудов-отстойников. Для очистки поверхностного стока до недавнего времени широко применялись пруды-отстойники, сооружения закрытого типа (подземные) и стационарные щитовые заграждения в акватории водоема. Перечисленные типы очистных сооружений прошли длительную проверку на сети дождевой канализации Москвы. На одиннадцати прудах-отстойниках, восемнадцати камерных закрытых отстойниках и четырех щитовых заграждениях ежегодно задерживается более 50 тыс. т твердого осадка, более 700 м³ плавающего мусора и около 40 т нефтепродуктов. Из перечисленных типов отстойных сооружений наиболее эффективными являются пруды-отстойники. Данные лаборатории по анализу поверхностного стока треста «Горгидроремонт» Главмосдоруправления Мосгорисполкома свидетельствуют о том, что эффективность очистки относительно невысока: концентрация взвешенных веществ в воде, выходящей из прудов-отстойников, колеблется в пределах от 20 до 70 мг/л, а содержание нефтепродуктов – от 3 до 7,2 мг/л. Кроме того, подобные сооружения громоздки, вызывают большие трудности при удалении осадка и всплывших нефтепродуктов и занимают большую земельную площадь.

Для очистки поверхностного стока с площадок промышленных предприятий в зависимости от расхода сточных вод применяются горизонтальные отстойники. Из отстойников наибольшее распространение получили сооружения, проекты которых разработал Гипроавтотранс для очистки сточных вод после мойки автомобилей. На предприятиях, занимающих территорию от 20 до 100 га, применяются типовые нефтеловушки. Очистка поверхностного стока промышленных предприятий с большей территории, как правило, осуществляется в прудах-накопителях. Эти пруды представляют собой земляные емкости, разделенные перегородкой (дамбой) на два отсека: секции грязной и чистой воды. Дождевая вода поступает в первый отсек, являющийся сборником загрязненной части дождевого стока. Рабочая емкость этого отсека рассчитывается на прием всего объема дождевого стока, подлежащего очистке, т. е. на накопление стока от дождя с периодом однократного превышения $p_{оч}$=0,05... 0,1 года.

Сток дождей большей интенсивности после наполнения первого отсека при достижении верхнего уровня перепускается во второй отсек. Конструкция перепуска обеспечивает задержание плавающих частиц и нефтепродуктов в первом отсеке. На случай переполнения пруда предусмотрен перелив из «чистой» секции в ближайший водоем или водоток. Около каждого пруда-

накопителя располагаются насосные станции с двумя группами насосов, одна группа перекачивает отстоенную сточную воду из «грязной» (первой) секции, как правило, на общезаводские очистные сооружения в период минимального поступления на них производственных сточных вод. Вторая группа насосов в зависимости от принятой схемы отведения поверхностного стока перекачивает воды из «чистой» секции в водоем, на станцию подготовки технической воды или непосредственно на предприятие.

Для устройства прудов-отстойников целесообразно использовать естественные понижения местности, овраги, карьеры, русла пересыхающих ручьев и т. д. Чистка прудов-накопителей с вывозом осадка предусматривается, как правило, в сухое время года землеройными машинами общего назначения (бульдозерами). В ряде случаев очистку прудов-отстойников от осадка производят многочерпаковой землеройной машиной с погрузкой его в шаланды и отвозкой к месту свалки. В случае расположения прудов-отстойников в районе крупных канализационных коллекторов выпавший в прудах осадок перекачивают насосами в эти коллекторы. Для удаления всплывших примесей целесообразно применять маслонефтесборные карманы, так как опыт эксплуатации прудов-отстойников показал, что щелевые трубы для сбора нефтепродуктов неэффективны.

Все более широкое распространение в отечественной и мировой практике очистки природных и сточных вод находят различные конструкции тонкослойных отстойников Использование метода отстаивания в тонком слое позволяет значительно интенсифицировать процесс выделения механических примесей и обеспечить высокую степень осветления в сооружениях, требующих малых площадей и объемов. Интенсивный метод механической очистки требует определенной подготовки поступающей воды, обеспечивающей стабильную работу полочных отстойников без засорения крупными примесями. Исходя из этих соображений широкое применение тонкослойное отстаивание получает при доочистке поверхностного стока. Для этой цели различные конструкции очистных сооружений оборудуются *тонкослойными модулями*.

Для очистки поверхностного стока с территории городов НИИ КВОВ АКХ разработана конструкция тонкослойного полочного отстойника торцевого типа, представленная на рис. 5.3. Принцип работы заключается в следующем: поверхностный сток по подводящему трубопроводу поступает в емкость с торцевой стороны и далее, проходя решетку, поступает к тонкослойному блоку. В тонкослойном блоке поверхностный сток интенсивно одновременно освобождается от взвешенных веществ и нефтепродуктов. Осевшие взвешенные вещества выпадают в осадочную зону и трубопроводом *9* удаляются из отстойника.

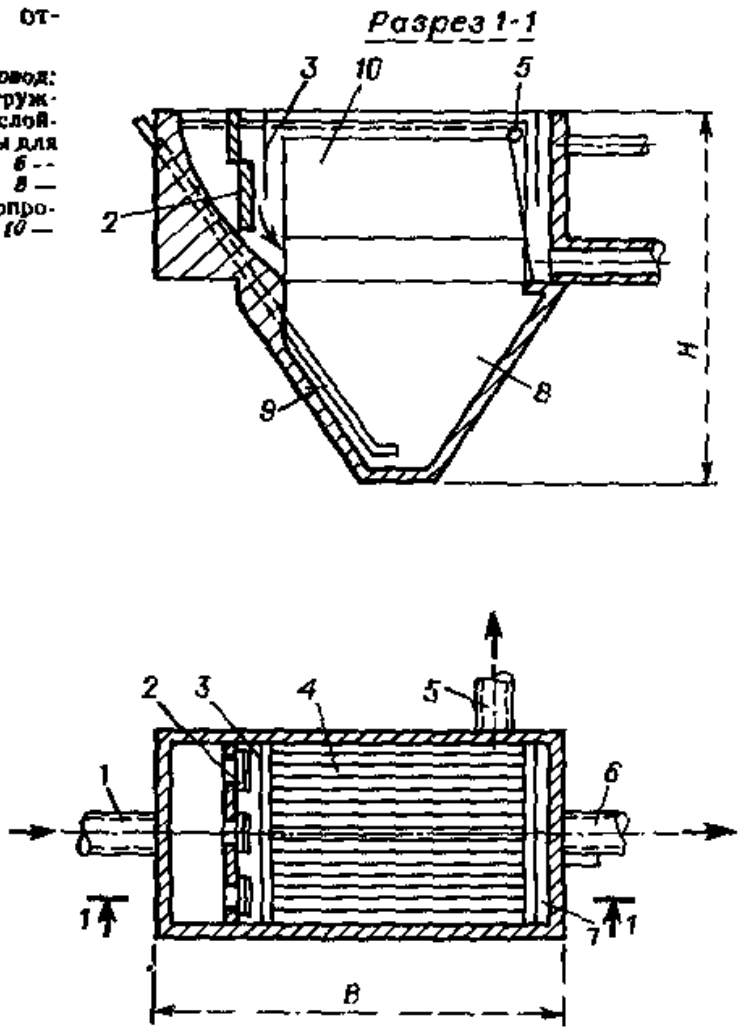


Рис. 7.3. Тонкослойный отстойник торцевого типа

1 — подводящий трубопровод; *2* — решетка; *3, 7* — полупогружные перегородки; *4* — тонкослойный блок; *5* — трубопроводы для удаления нефтепродуктов; *6* — отводящий трубопровод; *8* — осадочная зона; *9* — трубопровод для удаления осадка; *10* — зона отстаивания

Всплывшие нефтепродукты трубопроводом *5* удаляются в специальные емкости на дальнейшую обработку. Осветленный в блоке сток по отводящему трубопроводу *6* отводится из отстойника. С целью обеспечения лучших условий для выделения оседающих частиц и предотвращения попадания всплывших частиц маслонефтепродуктов в отстойнике предусмотрены полупогружные перегородки *3* и *7*.

Эффективность работы тонкослойного отстойника торцевого типа проверялась на поверхностном стоке с концентрацией взвешенных веществ 800...3000 мг/л и содержанием нефтепродуктов 20...80 мг/л.

В результате проведенных исследований установлено, что при увеличении концентрации взвешенных веществ в исходной воде наблюдается повышение остаточного их содержания в очищенной воде с 8...10 % (при скорости движения воды в межполочном пространстве 1 мм/с) до 30...40 % (при скорости

10 мм/с) от начальной концентрации в поступающем поверхностном стоке.

Для достижения высокой степени очистки оптимальный угол наклона пластин и расстояние между ними составляют соответственно 60...70° и 50...10 мм. Основная масса загрязнений в тонкослойном отстойнике осаждается за 10...30 мин, и дальнейшее увеличение продолжительности отстаивания не приводит к заметному улучшению очистки. В течение 30 мин в тонкослойном отстойнике эффект задержания взвешенных веществ 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 % (для одной и той же исходной концентрации). Проведенные экспериментальные исследования показали, что при использовании тонкослойных отстойников торцевого типа для очистки поверхностного стока площади для размещения сооружений могут быть снижены в 6...10 раз, а капитальные затраты в 2,5..3 раза по сравнению с существующими сооружениями.

7.4. Фильтрование поверхностного стока

Для интенсификации осветления поверхностного стока и обеспечения более глубокой степени очистки, что достигается в отстойных сооружениях, воду очищают способом фильтрования через различные загрузки из природных и синтетических материалов, обрабатывают коагулянтами и флокулянтами. Для доочистки сточных вод от взвешенных веществ и нефтепродуктов их чаще всего фильтруют. В настоящее время прошли длительную промышленную проверку фильтры с загрузкой из песка, керамзита, пенополиуретана, пенополистирола, сипрона, древесной стружки и др.

Отличительной чертой поверхностного стока является возможность повышения концентрации взвешенных веществ, поступающих на фильтры. В этих условиях традиционные песчаные фильтры хотя и обеспечивают удаление основной массы загрязнений, но имеют ряд недостатков: низкую производительность и сложность эксплуатации, трудоемкость частых операций по регенерации фильтрующего материала. В связи с этим применение песчаных фильтров для самостоятельной доочистки поверхностного стока затруднительно из-за сложности регенерации и эксплуатации в условиях периодического поступления сточных вод на очистку. Аналогично песчаным загрузкам не решает проблемы и использование керамзита, вулканических шлаков, аглопорита, торфа, цеолитов и др.

Из фильтров с природной загрузкой для доочистки поверхностного стока успешно применяют *каркасно-засыпные фильтры* конструкции ВНИИВОДГЕО. Каркасно-засыпной фильтр пред-

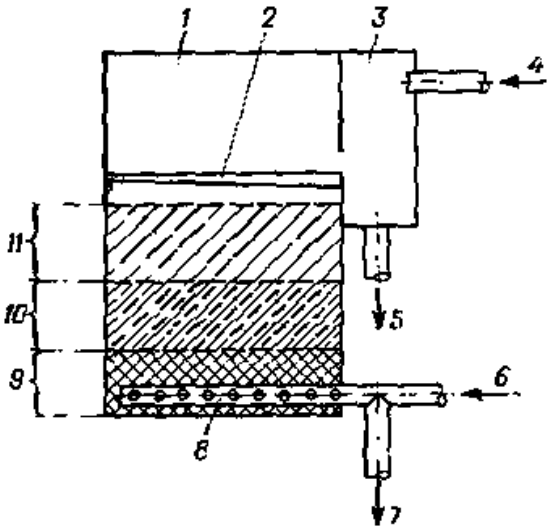


Рис. 7.4. Схема каркасно-засыпного фильтра

1 — секция фильтра; *2* — желоб для отвода промывной воды; *3* — сборный карман; *4* — подвод воды; *5* — отвод промывной воды, *6* — подвод воды на промывку; *7* — отвод фильтрата, *8* — трубчатый дренаж; *9* — поддерживающие слои, *10*, *11* — соответственно мелко- и крупнозернистая загрузка

ставляет собой двухслойный фильтр с восходящим потоком воды. Данный фильтр выгодно отличается от других тем, что его загрузка, обеспечивая фильтрование в направлении убывающей крупности зерен, выполняется из недефицитных природных материалов. Загрузка каркасно-засыпного фильтра (рис. 7.4) состоит из каркаса, в качестве которого используется крупный гравий или щебень с размерами фракций 40...60 мм, и засыпки, состоящей из песка. Крупность частиц песка выбирается в зависимости от качества исходной воды и требуемой степени очистки. Для доочистки поверхностного стока размер частиц загрузки рекомендуется принимать в пределах 1...1,25 мм. Различная крупность зерен засыпки и каркаса обеспечивает свободное проникновение зерен засыпки в каналы, образующиеся в каркасе фильтра. Таким образом, очищаемая вода проходит вначале через слой каркаса, не засыпанного песком, где очищается от основной массы загрязнений, а затем поступает в нижние слои и фильтруется через мелкозернистый фильтрующий материал — слой загрузки.

Конструкция каркасно-засыпного фильтра обеспечивает стабильный эффект очистки при значительных колебаниях качества и количества исходной воды, что весьма важно при очистке поверхностного стока, поскольку позволяет осуществлять промывку фильтрующей среды любой интенсивности без опасности смещения поддерживающих гравийных слоев.

Преимуществом каркасно-засыпных фильтров является также возможность использования контактной коагуляции. Исследования этой конструкции фильтра для доочистки поверхностного стока машиностроительного предприятия показали, что при безреагентном фильтровании 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 загрязненности воды 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

В последнее время проводятся обширные исследования новых фильтрующих материалов, которые обладали бы большей грязеемкостью, отличались невысоким темпом прироста потерь напора при загрязнении и относительно простой регенерацией. Значительное содержание нефтепродуктов в поверхностном стоке, поступающем на фильтры, обусловливает целесообразность применения фильтрующих полимерных материалов, имеющих олеофильные свойства. В качестве такой фильтрующей среды в практику очистки все более широко внедряются полимерные высокопористые полистирол и пенополиуретан. Применение синтетических материалов, пористость которых достигает 95 %, позволяет существенно повысить скорость фильтрования, увеличить продолжительность фильтроцикла и осуществлять процесс очистки с меньшими затратами по сравнению с обычными зернистыми фильтрами.

На основании исследований эффективности применения пенополиуретана для очистки поверхностного стока ВНИИВО разработал ряд конструкций фильтров, состоящих из одной, двух или трех последовательно работающих секций, расположенных в одном корпусе. В качестве фильтрующего материала предусмотрено использование измельченного пенополиуретана с размерами гранул частиц 10...15 мм и пор 0,8...1,2 мм. С целью регенерации загрузки ее промывают водой одновременно перемешивая сжатым воздухом и отжимая. Механическим отжатием загрузки в водной среде достигается практически полное восстановление ее поглощающей способности. Удаление основной массы задержанных примесей достигается при трехкратном отжатии с перемешиванием. Отжатие осуществляется с помощью поршневого устройства с механическим или гидравлическим приводом. Необходимый объем промывной воды при водовоздушной промывке соответствует двукратному объему загрузки.

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. 7.4.

Анализ экспериментальных данных показывает, что при безреагентном фильтровании существенное влияние на процесс задержания взвешенных веществ оказывают высота фильтрующего слоя и скорость фильтрования. Высокий эффект осветления (90...80 %) достигается при высоте слоя загрузки 1,5 м и относительно невысокой скорости фильтрования (10...15 м/ч). При скоростях фильтрования в пределах 10...30 м/ч эффект осветления при высоте слоя загрузки 1 и 1,5 м соответственно ра-

Таблица 7.4. Эффект осветления поверхностного стока в зависимости от скорости фильтрования и высоты слоя фильтрующей загрузки (пенополиуретан), %

Скорость фильтрования, м/ч	Продолжительность 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	78,7	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	85,8	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	69,8	56,6	—	—	—	—	—	

вен 85...60 и 90...75 %. Уменьшение высоты слоя загрузки и увеличение скорости фильтрования приводит к снижению эффекта осветления. Так как при безреагентном фильтровании не наблюдается явно выраженного периода защитного действия загрузки, продолжительность фильтроцикла для каждого режима работы определяется в зависимости от требуемой степени очистки.

По данным экспериментальных исследований, грязеемкость 1 м³ загрузки из пенополиуретана во много раз превосходит грязеемкость 1 м³ песчаной загрузки и в зависимости от условий фильтрования колеблется от 40 до 200 кг. Для данной загрузки характерны относительно невысокие потери напора и медленное их нарастание. Так, при высоте слоя фильтрующей 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

Контактная коагуляция позволяет повысить эффективность работы пенополиуретановых фильтров. Эффект осветления поверхностного стока при предварительной обработке его флокулянтом ПАА дозой 1 мг/л в зависимости от скорости фильтрования составляет 93...99 % при высоте слоя загрузки 1,5 м, 85...95 % при высоте 1 м и около 85 % при высоте слоя загрузки 0,5 м. Ниже приводятся рекомендуемые технологические пара-

метры пенополиуретановых фильтров при флокуляционной обработке поверхностного стока.

Высота слоя загрузки, м	1 ..1,5
Плотность загрузки, кг/м³	50..70
Скорость фильтрования, м/ч	20...25
Эффект осветления по взвешенным веществам, %	90..95
Грязеемкость 1 м³ загрузки, кг	50
Потери напора	
в начале фильтроцикла, м вод ст	0,5..0,6
в конце фильтроцикла, м вод. ст.	1...2

Продолжительность фильтроцикла при исходной концентрации взвешенных веществ 200 мг/л при высоте слоя загрузки 1,5 м в зависимости от скорости фильтрования составляет от 12 до 50 ч.

Новые возможности дальнейшего сокращения затрат на фильтрование и максимального увеличения продолжительности фильтроцикла открывает использование листового пенополиуретана. Открытояченстый пенополиуретан имеет максимально возможную пористость 95...98 %. Исследования по изучению эффективности применения листового пенополиуретана для доочистки поверхностного стока приведены в НИИ КВОВ. Реальный поверхностный сток, прошедший отстаивание, фильтровался через мелкояченстый пенополиуретан с крупностью пор 0,4 мм.

Концентрация взвешенных веществ в поверхностном стоке, поступающем на фильтрование, составляла 200..350, а нефтепродуктов 4...10 мг/л. Проведенные исследования показали, что эффективность очистки сточных вод при скоростях фильтрования от 0,3 до 2 м/ч в среднем составляет по взвешенным веществам 85...95, а по нефтепродуктам — 80...90 %. С увеличением скорости фильтрования значительно снижается продолжительность фильтроцикла. При достижении предельной потери напора, равной 500 мм, средняя грязевая нагрузка на 1 м² площади фильтра составляет 2,9...3,4 кг и практически не зависит от скорости фильтрования.

На основании экспериментальных и теоретических исследований НИИ КВОВ разработал и рекомендует применять для очистки отстоянного поверхностного стока многопоточный фильтр с вертикальными рамками, оборудованными листовым открытояченстым пенополиуретаном толщиной 20...30 мм. Регенерация фильтрующего материала осуществляется с помощью вакуум-отсоса загрязнений. Скорость фильтрации, приходящаяся на 1 м² площади фильтра, в плане принимается равной 15..20 м/ч. При этих параметрах обеспечивается очистка поверхностного стока от взвешенных веществ на 85...95 и от нефтепродуктов на 80...90 %.

В связи с ужесточением требований к содержанию нефте-

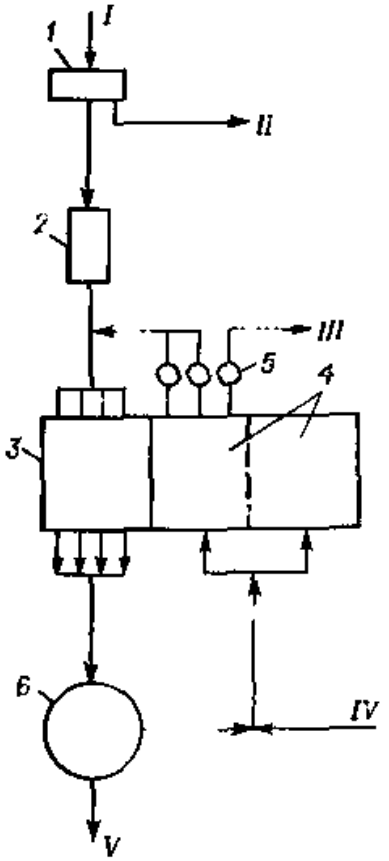
продуктов в поверхностном стоке, отводимом в водные объекты, во ВНИИВОДГЕО проведены исследования и разработаны рекомендации по доочистке поверхностного стока фильтрованием через активные угли. Экспериментально показано, что достичь остаточного содержания нефтепродуктов в количестве 0,3 мг на 1 л можно в результате фильтрования поверхностного стока через мезопористый ископаемый уголь. Для достижения концентрации нефтепродуктов 0,05 мг/л дополнительно требуется фильтрование через активный уголь, в частности через БАУ.

7.5. Биологическая доочистка поверхностного стока

Поверхностный сток с территорий городов и промышленных предприятий кроме загрязнений в виде нерастворенных примесей содержит органические соединения в коллоидном и растворенном состоянии. Несмотря на то, что часть этих загрязнений за счет сорбции на взвешенных частицах удаляется при отстаивании и фильтровании, в ряде случаев требуется более глубокая очистка поверхностного стока от органических соединений. Для удаления таких загрязнений из сточных вод широкое применение нашел *метод биологической очистки*. Эпизодичность образования поверхностного стока и резкие колебания нагрузки по загрязнениям вызывают серьезные трудности применения традиционных методов биологической очистки с применением активного ила. Для поддержания жизнедеятельности биомассы активного ила между дождями станции биологической очистки поверхностного стока располагаются в непосредственной близости от станции аэрации городских или производственных сточных вод. При этом избыточный активный ил станции аэрации в период выпадения дождей подается на сооружения биологической очистки поверхностного стока. Примером рационального решения является станция биологической контактной стабилизации в г. Кеноша, штат Висконсин, США. Схема очистных сооружений г. Кеноша показана на рис. 7.5. Во время поступления дождевого стока из коллектора общесплавной канализации часть сточных вод, прошедших решетки, насосами подаются в песколовку и далее в контактный резервуар объемом 934 м³. С контактным резервуаром сблокирован аэробный стабилизатор избыточного активного ила станции аэрации. Стабилизатор разделен на две секции объемом 1387 м³ каждая, время пребывания активного ила в которых составляет 7 суток. В период поступления дождевых вод часть активного ила из аэробного стабилизатора перекачивается в контактный резервуар. Время пребывания сточных вод в контактном резервуаре составляет 15...20 мин. Степень рециркуляции активного ила — 0,25. Расход воздуха в контактном резервуаре составляет 30 м³

Рис 7.5. Очистная станция в США

1 — насосная станция, *2* — перелив из комбинированной системы канализации; *3* — контактный резервуар, *4* — аэробный стабилизатор избыточного активного ила, *5* — насосы для подачи ила; *6* вторичный отстойник; I — сточные воды комбинированной системы; II — на станцию аэрации; III — в илоуплотнитель, IV — избыточный активный ил со станции аэрации, V — очищенный сток на хлорирование и в озеро Мичиган



на 1 кг $БПК_5$, а в аэробном стабилизаторе — 6...8 м³ на 1 кг $БПК_5$.

Из контактного резервуара сточная вода подается во вторичный отстойник диаметром 42,7 м, а затем хлорируется и сбрасывается в оз. Мичиган. Опыт эксплуатации показывает, что $БПК_5$ на очистных сооружениях в среднем снижается с 102 до 17,8 мг/л, т. е. эффект удаления $БПК_5$ в среднем составляет 83% при колебаниях 80... 90%. Концентрация взвешенных веществ снижается с 314 до 26,4 мг/л, т. е. на 92%. Эффект очистки по общему органическому углероду составляет 80% (с 113 до 22,8 мг/л) Содержание общего азота и фосфатов снижается на 50%, соответственно с 11,0 до 5,5 мг/л и с 4,8 до 2,4 мг/л.

Достоинствами контактной стабилизации, по мнению американских специалистов, являются: высокий эффект очистки, централизованное размещение оборудования и обслуживающего персонала, а также снижение нагрузок на станцию аэрации. К недостаткам этого метода очистки относятся: высокая первоначальная стоимость; очистные сооружения должны располагаться рядом со станцией аэрации, и отводной коллектор должен иметь возможность отвода поверхностного стока на очистные сооружения.

Кроме контактной стабилизации в США для биологической очистки поверхностного стока применяются биофильтры, вращающиеся биоконтакторы и очистные лагуны. Применение высокоэффективных сооружений искусственной биологической очистки в биофильтрах и вращающихся биоконтакторах обеспечивает высокий эффект очистки по $БПК_5$ и взвешенным веществам порядка 85...95 %, но требует устройства регулирующих емкостей. Эффект очистки поверхностного стока в лагунах различных типов (окислительные пруды, аэрируемые пруды, пруды с высшей водной растительностью и т. д.) колеблется по $БПК_5$ от 30 до 90 %, по удалению взвешенных веществ от 20 до 92 %. Капитальные затраты на биологическую очистку 1 м³ поверх-

ностного стока составляют: при контактной стабилизации — 3,4 тыс. дол., на капельных биофильтрах — 3,5, на вращающих биоконтакторах — 1,3; в окислительных прудах 1,0 и в аэрируемых прудах — 700 дол.

В нашей стране исследования по биологической очистке поверхностного стока проводились в НИИ КВОВ, ВНИИВОДГЕО, ВНИИВО и др. организациях. В НИИ КВОВ АКХ проведены исследования контактно-стабилизационного метода и традиционного метода биологической очистки смеси городских сточных вод и поверхностного стока. *Контактно-стабилизационный метод* представляет собой модифицированный биологический процесс, при котором в течение кратковременного аэрирования очищаемой воды и стабилизированного активного ила происходит изъятие основной массы органических и минеральных загрязнений. Как показали исследования, при контактно-стабилизационном методе основная масса загрязнений поверхностного стока изымается при времени аэрации 15 мин. Эффект очистки по $БПК_{20}$ составляет 60...80 %, по ХПК — 70...80 и по взвешенным веществам — 60...90. Увеличение периода аэрации до 45...60 мин практически не дает дополнительного эффекта.

В результате исследований установлено, что контактно-стабилизационный метод может применяться как для очистки смеси городских сточных вод и поверхностного стока, так и только поверхностного стока при его раздельной подаче на очистные сооружения. Этот метод целесообразно применять на станциях аэрации, имеющих в своем составе аэробные стабилизаторы для обработки избыточного активного ила.

При биологической очистке по традиционной схеме поступление дождевых вод в аэротенк приводит к увеличению гидравлической нагрузки на него. Экспериментальными исследованиями НИИ КВОВ установлено, что увеличение гидравлической нагрузки на аэротенк в 1,5 раза снижает эффект очистки по БПК с 97 до 96 %, в 2 раза — до 94, в 3 раза — до 92, а при увеличении расхода сточных вод, поступающих в аэротенк, в 4 раза эффект очистки по БПК снижается с 97 до 86 %. Исходя из этих данных рекомендовано увеличивать производительность аэротенков при поступлении на них поверхностного стока не более чем на 50 %.

Проведенные технико-экономические расчеты показывают, что при отсутствии на станциях аэрации аэробных стабилизаторов практически во всех климатических зонах независимо от способа подачи сточных вод на очистные сооружения (по одному или отдельным коллекторам) экономически целесообразно применять традиционную схему биологической очистки в аэротенках. На станциях, где в составе сооружений по обработке осадков имеются аэробные стабилизаторы, целесообразно использовать контактно-стабилизационный метод. Наиболее эко-

номично применять этот метод в районах при выпадении дождей интенсивностью $q_{20} \geqslant 90$ л/с на 1 га.

Во ВНИИВОДГЕО проведены исследования биологической очистки поверхностного стока, формирующегося на территории промышленного района сложного нефтехимического комплекса. Поверхностный сток помимо характерных загрязнений - взвешенных веществ и нефтепродуктов - содержит большой набор специфических соединений, свойственных технологическим процессам данных предприятий, таких как метанол, формальдегид, продукты органического синтеза, СПАВ и др. $БПК_{20}$ поверхностного стока достигает 100 мг/л. С учетом климатических условий -- теплого климата и наличия бросовых земель -- для очистки поверхностного стока применена биологическая очистка в естественных условиях Очистка осуществляется в две ступени: первая -- в самотечном канале протяженностью 9 км и вторая -- в биологическом пруду. Для интенсификации процесса биологической очистки и канал и пруд засеяны высшей водной растительностью. Кроме того, пруд оборудован лабиринтными каналами, в которых очищаемая вода движется с определенной скоростью. Такая систма очистки получила название *гидроботаническая очистка*. Многолетний опыт эксплуатации показывает, что принятая схема устойчиво работает в течение года и обеспечивает качество воды, соответствующее требованиям для повторного использования в системах технического водоснабжения.

7.6. Состав очистных сооружений и способы их расчета

В зависимости от качественной характеристики и требуемой степени очистки поверхностного стока могут применяться: 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.

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. В случае необходимости обеспечения более высокой степени очистки могут применяться тонкослойные отстойники торцевого типа или радиальные отстойники с встроенной камерой флокуляции. Для станций большой производительности целесообразно устраивать пруды-отстойники или аккумулирующие емкости, оборудованные решетками и специальными секциями для удаления песка и плавающего мусора.

Независимо от конструкции и типа отстойных сооружений они должны иметь устройства для задержания и периодического удаления всплывающих нефтепродуктов и осадка. С целью 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.

В секциях отстойных сооружений необходимо предусматривать устройства для сбора и сгона всплывших нефте- и маслопродуктов. Удаление всплывших продуктов осуществляется по мере их накопления. Нефтепродукты, собранные с поверхности воды, рекомендуется отводить в специальные резервуары для обезвоживания. Обезвоженные нефтепродукты должны вывозиться на утилизацию. Поскольку отстаиванием не удается обеспечить условия отведения поверхностного стока в водные объекты ввиду недостаточного эффекта очистки, следует более широко внедрять в практику проектирования фильтровальные станции.

При расходе поверхностного стока до 300 л/с и благоприятных гидрогеологических условиях для его очистки используются очистные сооружения закрытого типа. Каждая секция таких сооружений, а их должно быть не менее двух, включает: решетку, песколовку, горизонтальный отстойник с бункером для накопления осадка и системой нефтемаслосбора и встроенные или сблокированные с отстойником кассетные фильтры. Когда же применяются кассетные фильтры высотой 0,5 м с загрузкой из синтетических или нетканых материалов, при скорости фильтрования 5...7 м/ч эффект осветления составляет 60...80 % в зависимости от исходной концентрации.

Совместная очистка поверхностного стока с селитебной территории городов и городских сточных вод может осуществляться без изменения технологической схемы станции аэрации на основе использования регулирующих емкостей, а в ряде случаев и контактно-стабилизационного метода. Схемы совместной очистки приведены на рис. 7.6.

Во всех случаях суммарный расход обрабатываемой в аэротенках сточной воды не должен превышать более чем в 1,5 раза расхода в сухую погоду. 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 рекомендуется устанавливать после песколовок. Время пребывания смеси сточных вод в первичных отстойниках должно быть не менее 1 ч.

В качестве регулирующей емкости применяются горизонтальные или радиальные первичные отстойники. Объем регули-

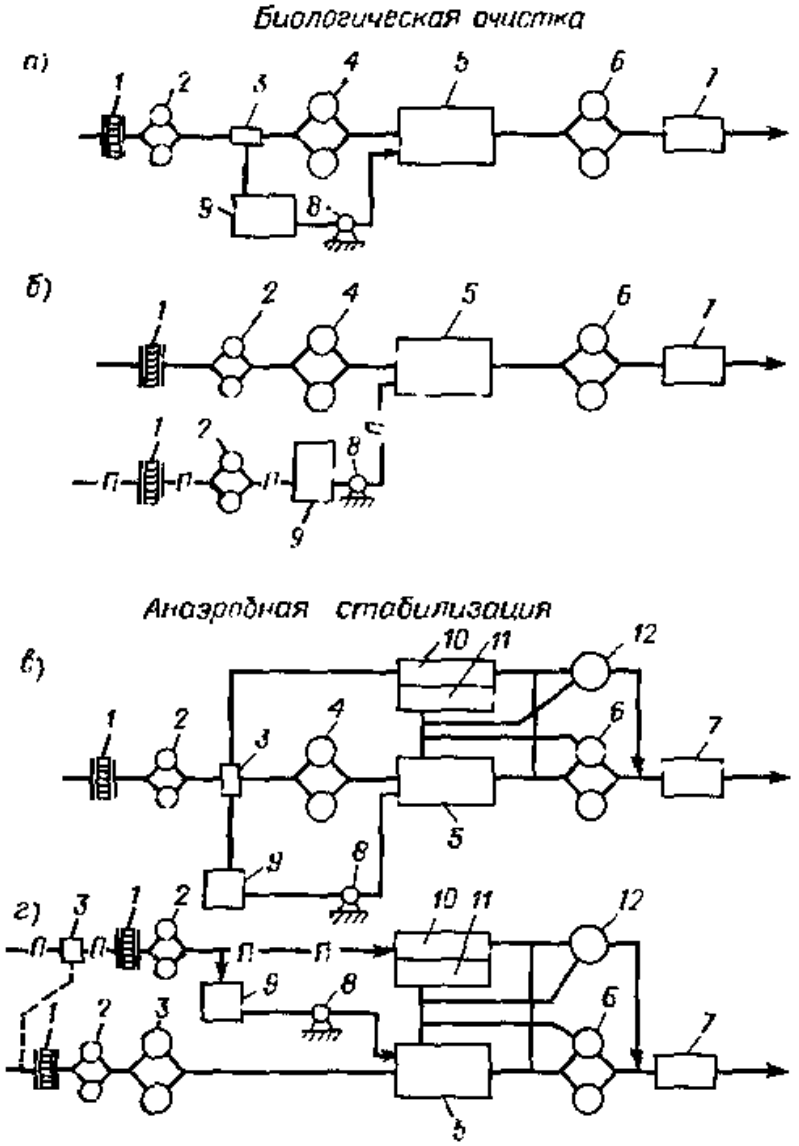


Рис 7 6 Принципиальные схемы совместной очистки поверхностного стока и городских вод

а и в - подача сточных вод по одному коллектору, *б* и *г* - то же по раздельным коллекторам; *1* - решетки, *2* - песколовки, *3* - разделительная камера *4* первичные отстойники *5* аэротенки, *6* вторичные отстойники, *7* - контактные резервуары, *8* насосные станции, *9* регулирующая емкость *10* контактно стабилизационная емкость, *11* - аэробный стабилизатор, *12* отстойник

[ющей емкости определяется из условия опорожнения ее в те]чение 24 ч с момента начала дождя Из регулирующей емкости [отстоянная сточная вода подается в аэротенки в количестве не] более 50 % от расхода, на который рассчитаны аэротенки.

При наличии на станции аэрации аэробных стабилизаторов [для обработки избыточного активного ила НИИ КВОВ АКХ ре]комендует применять контактно-стабилизационный метод. При [очистке смеси городских и поверхностных сточных вод контакт-

но-стабилизационным методом при дозе ила в контактном резервуаре 3 г на 1 л время контакта должно составлять 30 мин, а при самостоятельной очистке поверхностного стока и дозе ила 4 г достаточное время контакта — 15 мин. Сооружения контактно-стабилизационной очистки рассчитывают исходя из условия, что весь стабилизированный избыточный активный ил станции аэрации используется 1 раз в течение одного дождя. Расход воздуха в контактном резервуаре принимается 5 м³ на 1 м³ сточной воды

В климатических зонах со значительным выпадением ливневых осадков, когда невозможно очищать весь объем поверхностного стока за счет форсированной работы аэротенков или контактно-стабилизационным методом, дополнительно предусматривается устройство накопительного резервуара. Из этого резервуара в период снижения поступления общего расхода на станцию аэрации сточные воды подаются в аэротенк.

Комплекс сооружений для очистки поверхностного стока с промышленных площадок принимается конкретно для каждого объекта в зависимости от принятой схемы отведения, требований к качеству очищенной воды, расчетного расхода или количества стока, подаваемого на очистку, возможности очистки совместно с производственными сточными водами, наличия свободных площадей под строительство сооружений и т. п. Принципиальные схемы очистных сооружений при ис-

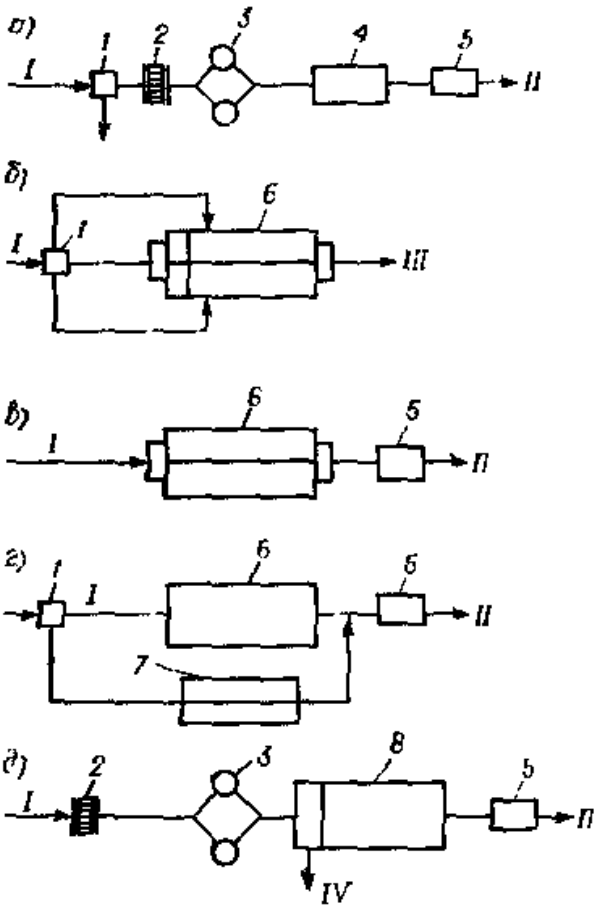


Рис. 7.7. Принципиальные схемы сооружений для регулирования и очистки поверхностного стока с промышленных площадок

а и *д* — с частичным использованием стока в системах промышленного водоснабжения; *б* — с доочисткой совместно с производственными сточными водами; *в* и *г* — с полным использованием стока. *1* — разделительная камера, *2* — решетки, *3* — песколовки, *4* — отстойники, *5* — сооружения доочистки, *6* — пруд-отстойник; *7* — емкость регулирующая; *8* — то же, аккумулирующая, I — поверхностный сток; II — очищенный поверхностный сток в систему производственного водоснабжения или на станцию водоподготовки; III — поверхностный сток на станцию очистки сточных вод; IV — поверхностный сток в водоем

пользовании всего объема поверхностного стока или его части в системах производственного водоснабжения и при отсутствии возможности использования поверхностного стока для нужд предприятия представлены на рис. 7.7.

Эти схемы в основном относятся к тем предприятиям первой группы, поверхностный сток которых не загрязнен специфическими для данного предприятия примесями. Поверхностный сток предприятий второй группы, как правило, рекомендуется очищать совместно с производственными сточными водами. При этом регулирование и очистка от взвешенных веществ могут предусматриваться как самостоятельно, так и совместно с производственными сточными водами.

Для улавливания плавающего мусора в головной части очистных сооружений предусматриваются решетки с прозорами 50 мм. При площади водосборного бассейна более 100 га рекомендуется устанавливать 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 в среднем составляет: для дождевых и поливомоечных вод — 0,2, а для талых вод — 0,3 м³.

В случае применения отстойников с механизированным сбором и удалением задержанных загрязнений целесообразно предусматривать песколовки. Число песколовок или отделений песколовок должно быть не менее двух, причем все песколовки или отделения должны быть рабочими.

Для очистки поверхностного стока наиболее целесообразно применять горизонтальные или тангенциальные песколовки. Длину горизонтальных песколовок L, м, рекомендуется определять по формуле

$$L = 1000kH \cdot v/u_0,$$

где k — коэффициент, учитывающий неполное использование зоны отстаивания, $k = 1,7$; H — расчетная глубина песколовки, принимается в диапазоне от 0,5 до 2 м; v — скорость движения сточных вод, при максимальном притоке $v = 0,3$ м/с; u_0 — гидравлическая крупность частиц песка, на задержание которых рассчитывается песколовка

Для поверхностного стока расчет песколовки рекомендуется вести на задержание частиц песка диаметром 0,2 мм и гидравлической крупностью 18,7 мм/с. Продолжительность протекания сточных вод в горизонтальной песколовке должна быть не менее 30 с.

При расчете тангенциальных песколовок следует исходить из *удельной гидравлической нагрузки*, равной 110 м³/(м²·ч) при максимальном притоке сточных вод и диаметре песколовки

не более 6 м. Впуск воды рекомендуется осуществлять по всей расчетной глубине, равной половине диаметра.

Количество песка, задерживаемого в песколовках, в среднем составляет 15 % от массы взвешенных веществ. Для расчета бункеров для песка следует принимать: влажность песка 60... 70 %, объемная масса шламовой пульпы 1,2...1,5 т/м³; зольность задержанного в песколовках песка составляет 60...90 %, содержание нефтепродуктов в обезвоженном песке — не более 3 %.

Тип отстойных сооружений рекомендуется выбирать по результатам технико-экономических расчетов с учетом производительности очистных сооружений, очередности строительства, характеристики грунтов, конфигурации и рельефа площадки, уровня грунтовых вод, схемы очистных сооружений, требуемой степени очистки и др. Отстойные сооружения могут предусматриваться железобетонными или земляными. Железобетонные отстойники целесообразно сооружать при расходе сточных вод до 500 л/с, а также во всех случаях при неблагоприятных гидрогеологических условиях. При расходе до 300 л/с возможно применение отстойников закрытого типа, т. е. подземных железобетонных сооружений. При больших расходах воды экономически целесообразно устраивать пруды-отстойники.

Расчет отстойников надлежит производить по гидравлической крупности частиц взвеси, выделение которых обеспечивает необходимый эффект очистки. Длину L_{bl}, м, горизонтального отстойника рекомендуется определять по формуле:

$$L_{bl} = Q/3{,}6kB(u_0 - v),$$

где Q — производительность одного отстойника, м³/ч; k — коэффициент использования объема, для горизонтального отстойника $k = 0{,}5$; B — ширина секции отстойника, м; u_0 — гидравлическая крупность задерживаемых частиц, мм/с, v — турбулентная составляющая, принимается при скорости потока 5, 10 и 15 мм/с соответственно 0; 0,05 и 0,1 мм/с.

Основные конструктивные размеры тонкослойных отстойников торцевого типа НИИ КВОВ АКХ рекомендует определять по следующим формулам:

площадь сечения отстойника ω, м²,

$$\omega = Q/3{,}6v_{bl};$$

общая длина отстойника L, м,

$$L = l_1 + l_{bl} + l_2,$$

общая ширина отстойника B, м,

$$B = \omega/H_{bl},$$

где Q — расчетный расход, м³/ч, v_{bl} — средняя скорость рабочего потока, мм/с; l_1 — длина приемной камеры, принимается 1...1,5 м; l_{bl} — длина тонкослойных элементов, принимается 1,5 .3 м; l_2 — длина выходной части отстойника, принимается 0,5. 1 м, H_{bl} — высота тонкослойных блоков, принимается 1.. 1,5 м

Таблица 7.5. Скорость рабочего потока, мм/с, в зависимости от эффекта осветления

Эффект осветления, %	Длина 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

Примечание. В числителе данные для дождевого стока, в знаменателе — для талого.

Таблица 7.6. Скорость рабочего потока, мм/с, в зависимости от эффекта очистки поверхностного стока от нефтепродуктов

Эффект очистки, %	Длина 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	1,0/5,6	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

Примечание. В числителе приведены данные для дождевого стока, в знаменателе — для талого.

Средняя скорость рабочего потока в зависимости от требуемой степени очистки поверхностного стока городских территорий от взвешенных веществ, иными словами, эффекта осветления, при принятой длине тонкослойных элементов принимается по табл. 7.5.

Определив конструктивные размеры тонкослойного отстойника исходя из обеспечения необходимой степени очистки по взвешенным веществам, следует провести поверочный расчет 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 данным табл. 7.6.

Количество осадка p_{oc}, м³/ч, выделяемого в отстойных сооружениях, следует определять исходя из концентрации взвешенных веществ в поступающем стоке C_c и концентрации взвешенных веществ в отстойном стоке $C_{сч}$ по формуле

$$P_{oc}=Q(C_c - C_{сч})/(100 - b)\gamma \cdot 10^4,$$

где Q — расход сточных вод, м³/ч; b — влажность осадка, %; γ — плотность осадка, г/см³.

Исходя из объема образующегося осадка и вместимости зоны накопления его в отстойном сооружении определяют интервал времени между выгрузками осадка. В зависимости от принятого типа отстойного сооружения удаление скопившегося осадка предусматривается самыми различными способами: самотеком, под гидростатическим давлением и т. д., а также на-

сосами, гидроэлеваторами, ковшовыми элеваторами, грейфером, земснарядами, экскаваторами, бульдозерами и другими машинами и механизмами.

При раздельной очистке поверхностного стока дополнительное снижение содержания примесей может быть достигнуто за счет фильтрования, реагентной обработки или флотации. Выбор способа доочистки и конструкции очистного сооружения должен обосновываться технико-экономическим расчетом.

Общая площадь фильтров определяется исходя из расхода сточных вод, скорости фильтрования и режима промывки. Как уже отмечалось, скорость фильтрования для каркасно-засыпных фильтров принимается равной 10 м/ч, для пенополиуретановых — до 25 м/ч.

В ряде случаев, при повышенном содержании в поверхностном стоке нефтепродуктов, для его очистки применяются флотаторы-отстойники. Испытания и эксплуатационные наблюдения, проведенные ВНИИЖТ, за работой флотаторов-отстойников и зернистых фильтров, показали, что при исходном содержании нефтепродуктов и взвешенных веществ до нескольких тысяч миллиграммов на 1 л их содержание в 1 л очищенной воды составляет 10...20 мг, т. е. эффект очистки как по взвешенным веществам, так и по нефтепродуктам находится в пределах 98... 99 %.

Для обработки осадков на станциях очистки поверхностного стока могут предусматриваться: вывоз их автоцистернами с вакуумными насосами или автосамосвалами в специально отведенные места, высушивание на резервной секции пруда-отстойника или на иловых площадках, механическое обезвоживание на фильтрах или совместная обработка с осадками природных или сточных вод, остающихся в очистных сооружениях. При производительности очистных сооружений до 150 л/с рекомендуется предусматривать вывоз осадка автотранспортом. На станциях, где для очистки поверхностного стока устраиваются пруды-отстойники, рекомендуется предусматривать дополнительную секцию для обработки осадков. По мере накопления осадка выключается одна из секций отстойника, из которой вытекает осветленная вода. Осадок влажностью 50—60 % удаляется экскаваторами, бульдозерами, грейферами и другими машинами и механизмами. При наличии свободных площадей и при соответствующем технико-экономическом обосновании 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. Иловые площадки проектируются на естественном основании, если позволяют гидрогеологические условия.

Глава 8. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА ДЛЯ СНАБЖЕНИЯ ВОДОЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

8.1. Требования к степени очистки поверхностного стока при использовании его в системах технического водоснабжения

Степень очистки поверхностного стока при использовании его в системах технического водоснабжения промышленного предприятия определяется требованиями к качеству технической воды. Качество воды, используемой на производственные цели, устанавливается в каждом конкретном случае в зависимости от назначения воды и требований технологического процесса.

Уникальные свойства воды обусловливают ее широкое применение для большинства технологических процессов. В промышленных технологиях наибольшее количество воды применяется в функциях хладоагента, экстрагента, транспортирующего агента и в различных сочетаниях этих функций. Значительные объемы воды в промышленности используются для целей охлаждения. По некоторым экспертным оценкам для охлаждения технологического оборудования и продуктов используется около 70 % всей потребляемой промышленностью воды.

Как показывают расчеты, поверхностного стока, формирующегося на территории промышленного предприятия, будет 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. Учитывая, что требования предъявляются к общему расходу используемой воды на технологические нужды, степень очистки поверхностного стока определяется исходя из количества и качества отдельных источников водоснабжения.

Подготовка поверхностного стока для использования в системах технического водоснабжения должна обеспечивать не только определенные требования к технологическим свойствам воды, но и полную санитарную безопасность для работающего персонала. 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 эпидемио-

логической безопасности коли-индекс очищенного и обеззараженного поверхностного стока не должен превышать 100 для тех систем водоснабжения, где персонал имеет непосредственный контакт с водой и 1000, где такого контакта нет. Ввиду того что при наличии в поверхностном стоке специфических токсичных примесей он, как правило, отводится и очищается совместно с производственными сточными водами, содержащими аналогичные соединения, дополнительных мероприятий при использовании поверхностного стока в системах технического водоснабжения, с точки зрения обеспечения токсикологической безопасности, как правило, не требуется.

8.2. Технологические свойства поверхностного стока

Большую перспективу имеет 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 к полному отсутствию образования на поверхности теплообменников солевых, биологических и механических отложений и коррозии оборудования. Экономическая эффективность использования поверхностного стока в оборотных системах водяного охлаждения главным образом определяется термостабильностью и коррозионной агрессивностью.

Основным фактором, вызывающим накипеобразование в оборотных системах, является состояние насыщения воды по карбонату кальция. Процесс образования карбонатных отложений на поверхности теплообмена происходит при разложении бикарбоната кальция по схеме:

$2HCO_3^- \rightleftarrows CO_3^{2-} + H_2CO_3$ с одновременным процессом ассоциации:

$$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \rightleftarrows \underset{\text{Молекулы}}{CaCO_3} \rightleftarrows \underset{\text{Пересыщенный раствор}}{CaCO_3} \rightleftarrows \underset{\text{Амикроны}}{CaCO_3} \rightleftarrows \underset{\text{Субмикроны}}{CaCO_3} \rightleftarrows \underset{\downarrow}{CaCO_3}$$

Перераспределение форм диоксида, находящихся в динамическом равновесии, происходит при изменении температуры воды в соответствии с изменением термодинамических констант первой и второй ступени диссоциации угольной кислоты. При нагреве воды происходит распад бикарбонатных ионов 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 воды карбо-

натом кальция (индекс Ланжелье I) и по *индексу стабильности* (индекс Ризнера I_c).

Величина индекса Ланжелье есть разница между замеренной величиной pH_c воды при ее фактической температуре и величиной pH_s, соответствующей равновесному насыщению воды карбонатом кальция при той же температуре. Величина pH_s зависит от температуры воды, содержания в ней кальция, щелочности и общего солесодержания, для определения pH_s 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 $I \geqslant 2$ вода имеет выраженную тенденцию к отложению на стенках труб карбоната кальция и тем самым предохраняет их от коррозии;

при $I = 0{,}5$ возможны незначительное накипеобразование или коррозия;

при $I = 0$ наблюдается равновесное состояние, но возможна питтинговая коррозия;

при $I = -0{,}5$ возможны незначительная коррозия и отсутствие накипеобразования;

при $I \leqslant -2$ образования карбоната кальция не происходит, вода содержит агрессивный диоксид углерода, вода коррозионно активна.

В отличие от индекса насыщения величина индекса Ризнера $I_c = 2pH_s - pH_0$ является количественной характеристикой отклонения свойств воды от состояния стабильности: когда значение $I_c < 6$, возрастает интенсивность отложения в системе карбоната кальция; при $I_c > 7$ увеличивается коррозионная активность воды; равновесное состояние или слабая коррозия появляется, когда значения I_c находятся в пределах от 6 до 7.

Оценка технологических свойств — стабильности и коррозионной активности поверхностного стока промышленных предприятий различных отраслей промышленности по индексам Ланжелье и Ризнера приведена в табл. 8.1.

Из приведенных в табл. 8.1 данных исследований видно, что поверхностный сток нестабилен и в системах в незначительной степени могут появляться как карбонатные отложения, так и коррозия оборудования.

В настоящее время нет общепризнанного критерия оценки коррозионной активности воды. Процессы коррозии связаны с характерными особенностями воды и металла, и в первую очередь с химическим составом оборотной воды. Существенное влияние на скорость общей и местной коррозии при прочих равных условиях (содержание кислорода, температура, pH и т. д.) оказывает содержание в воде хлоридов и сульфатов. С увеличе-

Таблица 81. **Значения индексов Ланжелье и Ризнера для поверхностного стока предприятий различных отраслей промышленности**

Предприятие	Температура °С					
	30		35		40	
	I	I_c	I	I_c	I	I_c
Металлургический завод	—0,81	9,22	0,71	9,03	—0,62	8,84
Машиностроительный завод	—0,42	8,54	—0,32	8,25	—0,23	8,16
Нефтеперерабатывающий завод	0,37	7,06	0,47	6,87	0,56	6,68
Нефтехимический комбинат	0,11	7,28	0,21	7,09	0,3	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	0,10	7,40	0,2	7,21	0,29	7,02
ТЭЦ	0,71	9,03	0,63	8,75	0,51	8,58

нием их концентрации облегчается анодный процесс, уменьшается растворимость кислорода, снижается активность ионов, в результате чего интенсифицируется процесс коррозии конструктивного материала. Кроме того, хлориды, и особенно сульфаты, оказывают отрицательное влияние на защитные свойства карбонатных пленок. В качестве одного из возможных способов оценки коррозионной агрессивности воды, вызываемой повышенными концентрациями хлоридов и сульфатов, по сравнению с ингибирующим гидрокарбонат-ионом может служить полученное во ВНИИВОДГЕО соотношение:

$$П = \left| \frac{Щ}{Cl^- + SO_4^{2-}} \right|_{экв}.$$

При значении $П \geqslant 0{,}35$ вода не проявляет коррозионной агрессивности.

Несмотря на многочисленные попытки в течение десятилетий, аналитически прогнозировать технологические свойства оборотной воды можно весьма приближенно. Это обусловлено сложностью физико-химических процессов, происходящих в оборотных системах водяного охлаждения. Наиболее надежно определять термостабильность и коррозионную агрессивность путем экспериментальных исследований. В качестве примера можно привести определение стабильности и коррозионной активности дождевого стока завода резинотехнических изделий. Качественный состав исследуемого стока приведен в табл. 8.2.

Оценка термостабильности и коррозионной агрессивности очищенного дождевого стока производилась путем специальных испытаний на экспериментальной установке, моделирующей ра-

боту натурной системы оборотного водоснабжения. Схема установки показана на рис 8.1. Исследования проводились при температуре нагрева оборотной воды 30 и 40 °С с коэффициентом k_y ее упаривания, равным 3,5. Результаты аналитической оценки по индексам Ланжелье и Ризнера, а также по показателю коррозионной активности исходной воды и оборотной при разных коэффициентах упаривания при температуре 30 °С приведены в табл. 8.3.

Таблица 8.2 Качественный состав дождевого стока

Показатели	Пробы	
	первая	вторая
pH	7,6	7,6
ХПК, мг/л	93	40
Жесткость общая, мг экв/л	4,04	5,49
Щелочность, мг-экв/л	3,9	3,9
Солесодержание, мг/л	570	900
Хлориды, мг/л	49	211
Сульфаты, мг/л	17	103
Кальций, мг-экв/л	2,4	3,47
Магний, мг-экв/л	1,64	2,02

Приведенные в табл. 8.3 данные характеризуют оборотную воду как нестабильную в отношении образования карбонатных отложений и коррозионно неактивную во всем рассмотренном диапазоне кратности упаривания

Проведенные экспериментальные исследования показали, что изменение щелочности и содержания кальций-иона при упаривании воды происходит не прямо пропорционально k_y. По-ви-

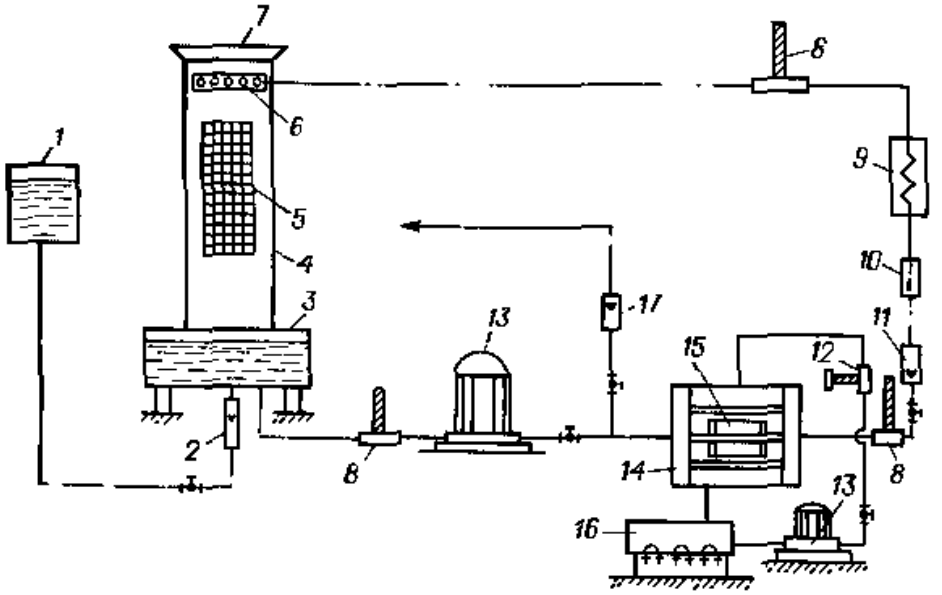


Рис. 8.1 Схема экспериментальной установки для исследования технологических свойств охлаждающей воды

1 — резервуар с исследуемой водой 2 — расходомер добавочной воды, 3 — резервуар оборотной воды, 4 — градирня 5 — ороситель, 6 — водораспределитель, 7 — водоуловитель; 8 — термометры 9 — промежуточный холодильник, 10 — кассета с индикаторами 11 — расходомер оборотной воды, 12 — электроконтактный термометр, 13 — циркуляционный насос, 14 — теплообменный аппарат, 15 — индикаторная вставка 16 — термобак для нагрева технологического продукта

Таблица 8.3. Значения показателей стабильности воды и ее коррозионной активности

Показатели	Исходная вода	$k_у$ оборотной воды		
		1,14	1,85	2,85
I	0,16	0,31	0,54	0,66
I_c	7,13	6,83	6,37	6,13
П	0,49	0,53	0,39	0,29

димому, это обусловливается присутствием в дождевом стоке органических веществ, которые могут оказывать непосредственное влияние на процесс накипеобразования, способствуя пересыщению оборотной воды карбонатом кальция. Полученные в результате испытаний зависимости изменения щелочности и концентрации кальция в оборотной воде от коэффициента упаривания при температуре 30 и 40 °С приведены на рис. 8.2. Данные по линейным скоростям образования карбонатной накипи и общей коррозии индикаторной вставки из стали марки Ст3 приведены на рис. 8.3.

Низкая термостабильность исследуемого дождевого стока при его применении в системах оборотного водоснабжения может привести к значительному снижению коэффициента теплопередачи. В связи с этим требуется применение специальных методов кондиционирования.

Экспериментальные исследования термостабильности и коррозионной агрессивности поверхностного стока с территорий предприятий сланцеперерабатывающей промышленности проведены НИИсланцев. Исследованиями установлено соответствие

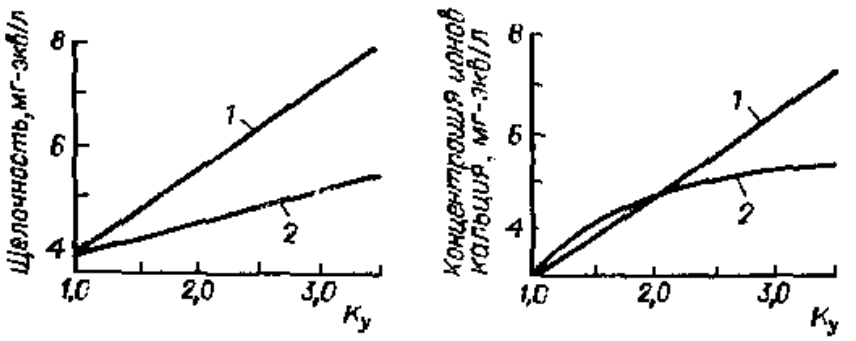


Рис 8.2. Изменение щелочности и концентрация ионов кальция в оборотной воде в зависимости от температуры
1 — Т=30 °С, *2* — Т=40 °С

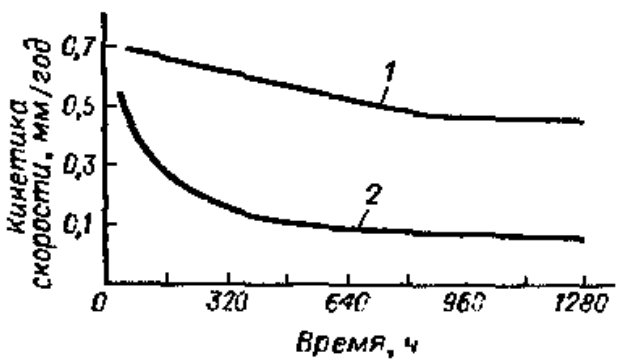


Рис 8.3. Снижение скорости образования карбонатных отложений и скорости общей коррозии углеродной стали со временем
1 - карбонатные отложения; *2* — общая коррозия

технологических свойств поверхностного стока требованиям, предъявляемым к добавочной воде оборотных систем охлаждающего водоснабжения. По сравнению с природной водой, используемой комбинатом для подпитки оборотных систем, pH поверхностного стока на 0,4...1,1 единиц ниже, а содержание солей жесткости, хлоридов и сульфатов в дождевом стоке несколько ниже, чем в природной воде. Методами потери массы и поляризационных кривых установлено, что в статических условиях в пределах температур от 20 до 60 °С коррозионная агрессивность поверхностного стока ниже природной. Вместе с тем перед использованием поверхностного стока в оборотных системах его рекомендуется обрабатывать ингибиторами для предотвращения карбонатных отложений и коррозии оборудования.

Аналитические и экспериментальные исследования технологических свойств дождевых вод предприятий различных отраслей промышленности показали, что они, как правило, нестабильны в отношении образования карбонатных отложений. Скорость этого процесса в зависимости от температуры и кратности упаривания может достигать десятка миллиметров в год. В ряде случаев дождевой сток проявляет коррозионную агрессивность, что отрицательно может сказаться на эксплуатации оборотных систем. Наличие в поверхностном стоке органических веществ затрудняет применение аналитических методов прогнозирования стабильности и коррозионной агрессивности воды при различных коэффициентах упаривания.

8.3. Кондиционирование поверхностного стока

Использование очищенного поверхностного стока в оборотных системах охлаждающего водоснабжения связано с решением проблемы защиты трубопроводов и оборудования от отложения солей, коррозии, биохимических обрастаний и механических загрязнений. Как показывают исследования технологических свойств поверхностного стока, в первую очередь необходимо предусматривать мероприятия по предотвращению солевых отложений. Обработку воды с целью предотвращения карбонатных отложений следует предусматривать при условии, что $Щ_{доб} \cdot k_у \geqslant 3$, где $Щ_{доб}$ — щелочность добавочной воды, мг-экв/л; $k_у$ — коэффициент упаривания. По характеру и механизму действия способы борьбы с отложениями минеральных солей можно разделить на три группы:

1. Снижающие концентрацию ионов, которые образуют отложения солей.
2. Ускоряющие процесс кристаллизации.
3. Замедляющие процесс кристаллизации (введение ингибиторов).

Умягчение добавочной воды целесообразно при повышенной ее жесткости. Поверхностный сток, как правило, содержит незначительное количество солей жесткости, за исключением случаев, когда в дождевую канализацию отводятся продувочные воды оборотных систем. В связи с этим применение методов умягчения поверхностного стока нецелесообразно. Для предотвращения карбонатных отложений наиболее рациональны фосфатирование, подкисление или комбинированная фосфатно-кислотная обработка. Наиболее надежным способом предотвращения карбонатных отложений является подкисление. Этот способ применим при любых значениях карбонатной жесткости добавочной воды и коэффициентов упаривания воды в системах. Преимуществом метода подкисления является то, что он позволяет предупредить образование карбонатных отложений при минимальной величине продувки и даже при полном ее отсутствии.

Экспериментальные исследования подтверждают высокую эффективность метода подкисления оборотных вод, формирующихся на основе очищенного поверхностного стока. Так, скорость образования карбонатных отложений на стальных трубчатых образцах (сталь марки Ст3) снижалась с 0,487 мм в 1 год без обработки воды до 0,017...0,035 при обработке добавочной воды серной кислотой.

Эффект обработки воды методом подкисления с целью предотвращения карбонатных отложений составлял 92,8...96,5%. Недостатком этого метода 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, т. е. 0,1 мм/год.

При использовании поверхностного стока в оборотных системах может возникнуть необходимость применения каких-либо методов защиты оборудования и трубопроводов от коррозии. В настоящее время прошли промышленную проверку десятки различных комбинаций ингибиторов коррозии. Наиболее эффективными ингибиторами являются цинк-хроматный и трехкомпонентная композиция: фосфаты - цинк— хром. Несмотря на высокую эффективность, применение ингибиторов коррозии на основе хроматов ограничивается экологическим фактором. Это связано с тем, что ингибитор обладает высокой токсичностью и его количество, сбрасываемое в водоемы и атмосферу, должно соответствовать допустимым нормативным значениям. Высокой антикоррозионной эффективностью обладает также цинк-фосфатный ингибитор

Экспериментальные исследования фосфатных и цинк-фосфатных ингибиторов показали их достаточно высокую эффектив-

ность при использовании в оборотных системах сточных вод, по составу близких к очищенному поверхностному стоку.

Высокое содержание в поверхностном стоке взвешенных веществ обусловливает необходимость его глубокой очистки, так как их осаждение на поверхности теплообменника оборотных систем приводит к снижению теплопередачи и к увеличению скорости коррозии стали под слоем осадка. Возможность отложений взвешенных веществ в теплообменных аппаратах определяется концентрацией этих веществ и их гидравлической крупностью, конструкцией теплообменников и скоростью движения воды.

Наибольшей способностью к механическим отложениям обладают теплообменники с подачей воды в межтрубное пространство, так как скорость движения воды в нем порядка 0,3 м/с. При такой скорости движения 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 теплообменника не должно происходить. Для полного предотвращения выпадения взвешенных веществ в теплообменниках гидравлическая крупность взвешенных частиц должна быть ниже критической. Учитывая гранулометрический состав взвешенных веществ поверхностного стока, их концентрация в стоке при поступлении в оборотные системы водоснабжения, где скорость движения воды может снижаться до 0,5 м/с, не должна превышать 10 мг на 1 л.

Очистка части оборотной воды на байпасе, снижая общую концентрацию взвешенных веществ, не исключает забивку теплообменников механическими отложениями, а только увеличивает период между чистками аппаратуры.

Биологические обрастания оборотных систем не только снижают теплопередачу, но и в значительной степени могут усиливать коррозию теплообменной аппаратуры. В большинстве случаев для борьбы с биологическими обрастаниями в оборотной системе применяют хлор. Остаточная концентрация активного хлора в пределах от 0,2 до 1 мг на 1 л воды достаточна для уничтожения микроорганизмов. Периодическая обработка оборотной воды повышенными дозами хлора является более экономичным и эффективным способом 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

8.4. Примеры использования поверхностного стока в системах технического водоснабжения

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 более выгодным, так как сокращается потребление природной воды и, как правило, требуется менее глубокая его очистка по сравнению с вариантом сброса в водоем. Однако в связи с вероятностным характером образования поверхностного стока необходима аккумулирующая емкость. Таким образом, повторное использование поверхностного стока в системе технического водоснабжения, обладая экологическими и в ряде случаев экономическими преимуществами, требует, как правило, значительных производственных площадей.

В настоящее время на ряде зарубежных заводов поверхностный сток используется в оборотных системах водяного охлаждения и для пожаротушения, причем очистка и подготовка его к использованию в этих системах водоснабжения ограничивается, как правило, отстаиванием в прудах. Показательным примером использования поверхностного стока в системах технического водоснабжения может служить 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 в качестве единственного источника промышленного водоснабжения используются 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, годовой объем которых 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 применяется. 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 удовлетворять 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. Отведение же поверхностного стока с остальной территории завода в большинстве случаев осуществляется 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 м³ 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. Сопоставим по величине карбонатной жесткости поверхностный сток НПЗ с умягченной известково-содовым раствором речной водой. В связи с этим использование поверхностного стока в оборотных системах позволит уменьшить накипеобразование в холодильно-конденсационной аппаратуре, но в то же время он 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 объем его 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 бывает, как правило, недостаточно. Наиболее

целесообразно в таких случаях подвергать осветленный сток фильтрованию. При этом фильтрование можно осуществлять как на самостоятельной станции, так и 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 % и от нефтепродуктов 60...75 %. Поверхностный сток в настоящее время используется на ряде предприятий отрасли (например, на Новомосковском трубном заводе, Карагандинском металлургическом заводе, на заводах «Серп и молот», «Азовсталь» и др.). В системах очистных сооружений, как правило, имеются пруд-накопитель, горизонтальные отстойники и фильтры.

Поверхностный сток предприятий цветной металлургии также используется в системах технического водоснабжения. В отличие от предприятий черной металлургии в цветной для глубокой очистки поверхностного стока в большей степени применяется реагентная очистка с использованием отходов производства. На рис. 8.4 представлена принципиальная технологическая схема очистки поверхностного стока титаномагниевой подотрасли. При дозе плава печи переработки пульпы (отходов производства) 25... 50 мг на 1 л поверхностного стока и продолжительности ее отстаивания 10 ч содержание

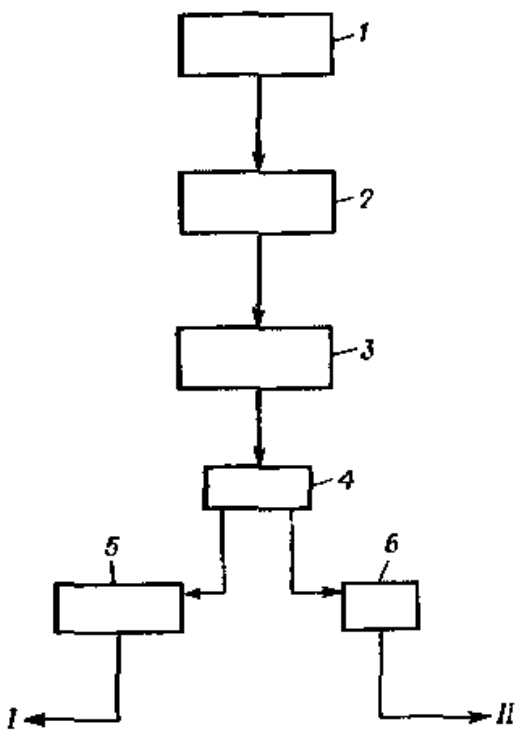


Рис. 8.4. Технологическая схема отведения и очистки поверхностного стока

1 — поверхностный сток, *2* — усреднитель, *3* — введение коагулянта; *4* — отстаивание, *5* — осветленная вода, *6* — осадок; *I* — в систему водооборота, II — в илоуплотнитель центральных очистных сооружений

взвешенных веществ в осветленной воде не превышает 15 мг на 1 л, что отвечает требованиям, предъявляемым к оборотной воде. Аналогичная схема внедрена на ряде медеплавильных комбинатов Поверхностный сток с территорий этих комбинатов после аккумулирования и отстаивания с применением извести возвращается на технические нужды.

После извлечения меди и цинка из образовавшихся осадков последние утилизируются.

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 в зависимости от расхода колеблется от 3 до 10 коп. за 1 м³. При сбросе поверхностного стока в водные объекты себестоимость может достигать 1 руб. за 1 м³. В проектах Гипроавтопрома для каждого предприятия рассматривается полный баланс водопотребления и водоотведения предприятия, определяется возможность и целесообразность совместной или раздельной очистки поверхностного стока с производственными сточными водами и создается система использования очищенного поверхностного стока на пополнение оборотных систем, моечные операции, пожаротушение, полив территории и т. п.

Как правило, сооружения по очистке поверхностного стока компонуются в едином комплексе с общезаводскими сооружениями по очистке производственных сточных вод, так как в этом случае обеспечена постоянная эксплуатация сооружений квалифицированными кадрами. Объединяются узлы обработки осадка, нефтепродуктов и, где это необходимо, реагентов. При раздельной очистке поверхностного стока, как правило, принимается следующая ее схема: разделительная камера — 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 примеры использования поверхностного стока в системах технического водоснабжения являются типичными и для предприятий других отраслей промышленности. Для предприятий химической промышленности применяются несколько видоизмененные схемы очистки поверхностного стока. На рис 8.5 представлена схема очистных сооружений производственного объединения «Азот», отличительной особенностью которой 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

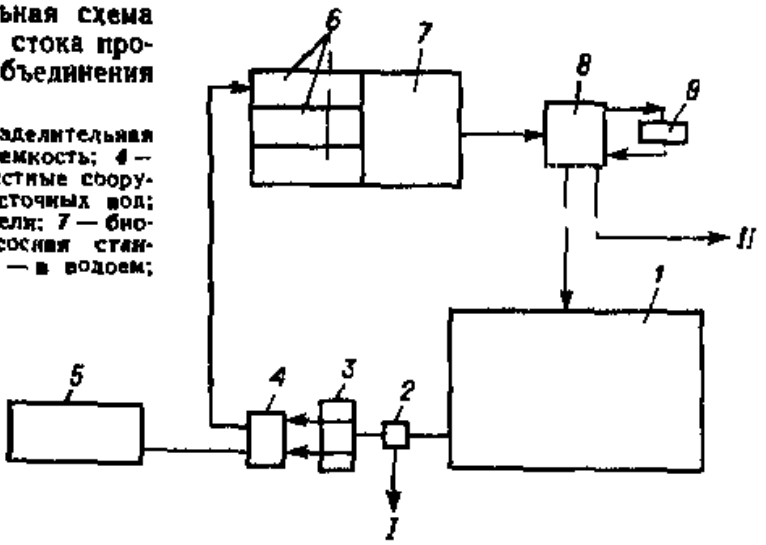


Рис. 8.5. Принципиальная схема очистки поверхностного стока производственного объединения «Азот»

1 — предприятие; *2* — разделительная камера; *3* — контрольная емкость; *4* — насосная станция; *5* — очистные сооружения производственных сточных вод; *6* — секция пруда-усреднителя; *7* — биологический пруд; *8* — насосная станция; *9* — микрофквльтры; *I* — в водоем; *II* — на поля орошения

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 на цели промышленного и агропромышленного водоснабжения все больше используется поверхностный сток со всех городских территорий.

Глава 9. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ И ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ОТВЕДЕНИЯ И ОЧИСТКИ ПОВЕРХНОСТНОГО СТОКА

9.1. Выбор системы водоотведения

Выбор раздельной или полураздельной систем водоотведения производится исходя из технико-экономических соображений или требований экологии. На выбор системы водоотведения существенное влияние оказало включение в СНиП [22] положения о необходимости очистки наиболее загрязненной части поверхностного стока (не менее 70 % годового стока для жилых территорий). Кроме того, выбор системы водоотведения зависит от различных метеорологических параметров, рельефа местности

и расположения города, различных условий сброса сточных вод, мощности водного объекта и целого ряда других многочисленных факторов.

При раздельной системе водоотведения очистку поверхностных сточных вод осуществляют на *локальных* (расположенных в конце отдельных коллекторов) или на *централизованных* (в конце главного коллектора) *очистных сооружениях*. Как правило, применяется только механическая очистка. Поскольку очистные сооружения для поверхностного стока обычно приходится консервировать на зимний период, то в ряде случаев при соответствующем технико-экономическом обосновании может оказаться целесообразным при раздельной системе направлять поверхностный сток по отдельным коллекторам на общие городские очистные сооружения для очистки бытовых вод. При этом дождевые стоки вначале следует аккумулировать в особых резервуарах-накопителях, а затем подавать на очистку в основном в часы минимального притока городских и производственных сточных вод.

При полураздельной системе водоотведения очистка наиболее загрязненной части поверхностного стока всегда производится вместе с производственно-бытовыми стоками на общих очистных сооружениях в основном биологическим методом, поэтому по санитарно-гигиеническим показателям полураздельная система, как правило, предпочтительнее по сравнению с полной раздельной системой.

По данным НИИ КВОВ АКХ [10], приведенные затраты при раздельной системе водоотведения с централизованными очистными сооружениями и при раздельной системе с локальными сооружениями примерно одинаковы, т. е. с технико-экономической точки зрения они почти равноценны. В то же время можно полагать, что при наличии локальных очистных сооружений численность обслуживающего персонала будет немного больше, чем при централизованных. С целью определения наиболее целесообразной области применения полураздельной системы водоотведения в НИИ КВОВ АКХ было выполнено экспериментальное проектирование систем водоотведения для разных типов городов с населением до 350 тыс. человек и сделано сравнение их технико-экономических показателей для условий ярко выраженного рельефа местности, понижающегося в сторону реки, и для пересеченного рельефа.

В результате анализа было установлено, что по технико-экономическим показателям полураздельная система при ярко выраженном рельефе наиболее целесообразна в районах с интенсивностью дождей (двадцатиминутной продолжительности) $q_{20} \leqslant 90$ л/с на 1 га, а при сложном пересеченном рельефе полураздельная система экономически выгоднее при $q_{20} \leqslant 80...85$ л/с на 1 га.

9.2. Определение общей экономической эффективности затрат на очистку поверхностного стока

Методологической основой экономического обоснования мероприятий по охране водных ресурсов от загрязнения сточными водами является положение о том, что затраты общества на эти цели не являются вычетом из национального дохода и не снижают экономической эффективности общественного производства. Они компенсируются предотвращенным или ликвидируемым ущербом, который наносится народному хозяйству загрязнением водных объектов неочищенными или недостаточно очищенными сточными водами. Ущерб народному хозяйству от загрязнения водных источников представляет собой часть теряемого обществом национального дохода, выступающего в стоимостной и натурально-вещественной форме как в сфере материального производства, так и в сфере обслуживания. В сферах материального производства и обслуживания потери в народном хозяйстве трудовых затрат, материальных и финансовых ресурсов, связанные с ликвидацией последствий загрязнения водных объектов, определяются следующими основными факторами:

увеличением расходов на подготовку воды для питьевого, промышленного и сельскохозяйственного водоснабжения;

снижением продуктивности рыбного хозяйства;

падением производительности сельского и лесного хозяйства;

увеличением расходов в связи с переносом или ликвидацией водозаборов;

недобором промышленной и сельскохозяйственной продукции в связи с увеличением заболеваемости трудящихся;

ростом расходов на восстановление природного состояния водоемов (расчистка, дноуглубление и т. п. работы);

увеличением расходов на санитарное обслуживание населенных пунктов и мест массового отдыха трудящихся;

ростом расходов на медицинское обслуживание в связи с увеличением заболеваемости населения;

увеличением расходов на организацию мест массового отдыха трудящихся в более удаленных от крупных населенных пунктов и промышленных предприятий районах.

Для оценки экономического эффекта от очистки поверхностного стока следует в первую очередь руководствоваться Временной типовой методикой определения экономической эффективности осуществления природоохранных мероприятий [5], составленной Госпланом СССР, Госстроем СССР и АН СССР.

По этой методике с целью установления народнохозяйственных затрат на охрану окружающей среды, выявления темпов их роста, характеристики планируемой и фактической эффектив

ности затрат и т. д. определяется *общая (обсолютная) экономическая эффективность* природоохранных затрат по следующей формуле:

$$Э_э = \frac{\sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{m} Э_{ij}}{C + E_н K}. \qquad (9.1)$$

где $Э_{ij}$ — экономический эффект, руб.; C — годовые эксплуатационные расходы на обслуживание и содержание очистных сооружений, руб.; K — капитальные вложения в строительство очистных сооружений, руб.; $E_н$ — нормативный коэффициент экономической эффективности капитальных вложений, год$^{-1}$, ($E_н \approx 0{,}12...0{,}15$).

Числитель в формуле (9.1) выражает полный экономический эффект i-го вида, полученный от предотвращения загрязнений среды (в данном случае воды) на j-м объекте, а знаменатель - годовые приведенные затраты на осуществление природоохранных мероприятий.

В ряде случаев для оценки экономической эффективности наряду с показателем $Э_э$, определяется общая (абсолютная) эффективность капитальных вложений по формуле:

$$Э_э = \left[\left(\sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{m} Э_{ij}\right) - C\right] / K.$$

В общем случае предотвращаемый экономический эффект равен

$$Э_{нр} = У_{пр} - (C + E_н K), \qquad (9.2)$$

где $У_{пр}$ — предотвращаемый годовой ущерб при использовании водоохранных мероприятий, руб

По Временной типовой методике [5] экономический ущерб $У_{пр}$ от сброса в водный объект загрязненных сточных вод на данном водохозяйственном участке вычисляется из выражения

$$У_{пр} = 400 \sigma_к M, \qquad (9.3)$$

где $\sigma_к$ — константа, указанная в табл. 1 прил. 7 Временной типовой методики, для разных водотоков и различных их участков; M — приведенная масса годового сброса примесей данным источником загрязнения на k м водохозяйственном участке, т;

$$M = \sum_{i=1}^{N} A_i m_i, \qquad (9.4)$$

где N — общее число примесей, сбрасываемых оцениваемым объектом; m_i — годовая масса годового сброса i-й примеси, т; A_i — показатель относительной опасности сброса i-го вещества в водные объекты.

Для каждого загрязняющего вещества показатель относительной опасности сброса определяется по формуле

$$A_i = 1/ПДК_{pi},$$

где $ПДК_{pi}$ — предельно допустимая концентрация i-го загрязняющего вещества в воде водных объектов, используемых для рыбохозяйственных целей.

Если такого утвержденного значения по данному компоненту не имеется, то можно в виде исключения в формулу подставлять ПДК i-го вещества в воде водных объектов хозяйственно-питьевого и культурно-бытового водоиспользования. Значения показателя A_i для некоторых наиболее распространенных в поверхностном стоке загрязняющих веществ, указанных во Временной типовой методике определения экономической эффективности природоохранных мероприятий, приведены ниже.

	A_i
Взвешенные вещества	0,05
$БПК_{полн}$	0,33
Нефть и нефтепродукты	20,0
Азот общий	0,1

Общая масса годового сброса i-й примеси определяется по нижеприведенной формуле:

$$m_i = K_i W,$$

где K_i — концентрация i-го загрязняющего компонента в сточных водах, т на 1 м³, W — годовой объем поверхностных вод, м³.

Применительно к поверхностному стоку [6] годовой объем сточных вод состоит из годового объема дождевых вод $W_д$, годового объема талых вод $W_т$ и годового объема поливомоечных вод $W_м$, т. е.

$$W = W_д + W_т + W_м$$

В свою очередь,

$$W_д = 10 h_д \psi_д F; \qquad W_т = 10 h_х \psi_т F; \qquad W_м = 10 m N_м \psi_м F_м, \tag{9.5}$$

где $h_д$ — среднегодовой слой осадков за теплый период года, мм, $h_х$ — среднегодовой слой осадков за холодный период года, мм, $\Psi_д$ и $\Psi_т$ — коэффициенты стока соответственно для дождевых и талых вод, F — площадь бассейна водосбора, га; $F_м$ — площадь покрытий, подвергающихся мокрой уборке, га, m — расход воды на однократную мойку 1 м² дорожных покрытий, л (можно в среднем принять m — 1,2 ..1,5 л); $N_м$ — среднее количество моек в году $\Psi_м$ — коэффициент стока для покрытий

Среднегодовые слои осадков в теплый и холодный периоды года $h_д$ и $h_х$ принимаются для данного пункта по рекомендациям метеостанций или по климатическим справочникам. Коэффициент стока для дождевых вод $\psi_д$ определяется как средневзвешенная величина $\psi_{д.ср}$ для всей площади стока; при этом для водонепроницаемых покрытий $\psi_д$ берут в пределах 0,6...0,8, для грунтовых поверхностей - 0,2, для газонов 0,1. Для ориентировочных расчетов допустимо принимать для средних городов и кварталов с современной застройкой $\psi_д = 0{,}4...0{,}5$, для небольших городов и рабочих поселков $\psi_д = 0{,}3...0{,}4$. Коэффициент стока $\psi_т$ обычно принимается в пределах 0,5...0,7, а коэффициент стока $\psi_м$ - в среднем 0,5.

При расчете предотвращенного ущерба от сброса поверхностного стока с территорий городов и поселков загрязнения, сбрасываемые с поливомоечными водами, обычно не учитывают, тогда

$$m_i = K_{i\text{д}} W_{\text{д}} + K_{i\text{т}} W_{\text{т}}. \qquad (9.6)$$

При расчете ущерба от сброса поверхностных вод с территорий промплощадок принимается во внимание годовой объем стока поливомоечных вод. Дождевые и талые воды на территории населенных мест обычно загрязняются взвешенными веществами, органическими примесями и нефтепродуктами. Среднее содержание взвешенных веществ в 1 л дождевых вод городов и поселков составляет около 1,6 г, т. е. $K_{1\text{д}} = 1{,}6 \cdot 10^{-3}$ т на 1 м³, среднее $БПК_{полн}$ для тех же условий 50...100 мг на 1 л или $K_{2\text{д}} = 0{,}050 \cdot 10^{-3}...0{,}1 \cdot 10^{-3}$ т на 1 м³, среднее содержание нефтепродуктов 15...30 мг на 1 л или $K_{3\text{д}} = 0{,}015 \cdot 10^{-3}...0{,}03 \cdot 10^{-3}$ т на 1 м³. Для талых вод населенных мест средняя концентрация взвешенных веществ $K_{1\text{т}} = 3 \cdot 10^{-3}$ т на 1 м³, среднее значение $БПК_{полн}$ $K_{2\text{т}} = 0{,}10 \cdot 10^{-3}...0{,}3 \cdot 10^{-3}$ т на 1 м³, а среднее содержание нефтепродуктов составляет $K_{3\text{т}} = 0{,}03 \cdot 10^{-3}...0{,}04 \cdot 10^{-3}$ т на 1 м³.

На площадках промпредприятий в дождевых и талых водах могут содержаться самые различные загрязнения в зависимости от вида производства. Средние значения некоторых из них приведены во Временных рекомендациях по проектированию сооружений для очистки поверхностного стока [6].

Пример 1. Определить экономический эффект и общую (абсолютную) экономическую эффективность строительства сооружений для очистки поверхностного стока в городе *М*, расположенном в Куйбышевской области в бассейне Волги.

Капиталовложения в строительство очистных сооружений, включая регулирующий резервуар, составляют 95 тыс. руб. Годовые эксплуатационные (текущие) затраты равны 34 тыс. руб. Предполагается, что поверхностный сток содержит взвешенные вещества, органические примеси и нефтепродукты. Общая площадь населенного пункта $F = 368$ га. После завершения строительства очистных сооружений будет очищаться до 75 % поверхностного стока.

Общее количество осадков составляет 958 мм в год, из них в теплый период года (выпадение дождей) $h_{\text{д}} = 424$ мм и в холодный период (в виде снега) $h_{\text{х}} = 534$ мм. В таком случае годовой объем дождевых вод определяется по формуле (9.5): $W_{\text{д}} = 10 \cdot 424 \cdot 0{,}45 \cdot 368 = 702 \cdot 10^3$ м³, а общий годовой объем талых вод по формуле (9.5): $W_{\text{т}} = 10 \cdot 534 \cdot 0{,}6 \cdot 368 = 1179 \times \times 10^3$ м³.

В данном случае с учетом указанных выше значений $K_{i\text{д}}$ и $K_{i\text{т}}$ общая масса годового сброса взвешенных веществ, вычис-

ленная по формуле (9.6), равняется $m_{в.в}=1{,}6\cdot10^{-3}\cdot702\cdot10^{3}+3\cdot10^{-3}\cdot1179\cdot10^{3}=4660$ т.

Аналогично по $БПК_{20}$ дождевых и талых вод: $m_{БПК}=0{,}075\times\times10^{-3}\cdot702\cdot10^{3}+0{,}2\cdot10^{-3}\cdot1179\cdot10^{3}=288$ т.

Общая годовая масса нефтепродуктов составляет $m_{н}=0{,}023\cdot10^{-3}\cdot702\cdot10^{3}+0{,}035\cdot10^{-3}\cdot1179\cdot10^{3}=57{,}4$ т.

Приведенная масса годового сброса примесей в водный объект до строительства очистных сооружений, вычисленная по формуле (9.4), равняется $M=0{,}75(0{,}05\cdot4660+0{,}33\cdot288+20\times\times57{,}4)=1107$ т, где коэффициент 0,75 учитывает, что только 75 % поверхностного стока будет подвергаться очистке.

Годовой экономический ущерб при $\sigma_{к}=0{,}7$ (см. табл. 1 прил. 7 Временной типовой методики) по формуле (9.3) составляет $У_{пр}=400\cdot0{,}7\cdot1107=309\,960$ руб.

Годовые приведенные затраты на строительство и эксплуатацию очистной станции $S=C+E_{н}K=34\,000+0{,}12\cdot95\,000=45\,400$ руб.

В таком случае годовой экономический эффект, определяемый по формуле (9.2), составляет $Э_{пр}=309\,960-45\,400=264\,560$ руб., а общая (абсолютная) экономическая эффективность на 1 руб. затрат составляет $Э_{з}=264\,580:45\,400=5{,}83$ руб., т. е. является довольно высокой.

Величина предотвращаемого (уменьшаемого) ущерба рассчитывается также по методу «приведенного объема сточных вод» пропорционально количеству и вредности удаляемых загрязнений с очистных сооружений, с использованием удельного показателя ущерба на единицу этого объема.

Приведенный объем сточных вод – это величина, позволяющая в сопоставимом виде путем условного разбавления до норм ПДК выразить *вредность загрязняющих* компонентов, содержащихся в сточных водах и, таким образом, через *удельный показатель ущерба* на единицу приведенного объема сточных вод определить долевое участие рассматриваемого объекта в нанесении или предотвращении ущерба народному хозяйству в данном районе. *Приведенный объем поверхностного стока* определяется по формуле:

$$П_{q}=v_{q}\sum_{k=1}^{L}\frac{a_{k}-a_{k}'}{A_{k}}, \qquad (9.7)$$

где v_{q} — годовой объем сбрасываемого поверхностного стока, млн м³; a_{k} и a_{k}' – концентрация отдельного загрязняющего вещества в 1 л поверхностного стока соответственно до и после очистки, мг; A_{k} — установленный норматив (ПДК) для данного вещества в воде водоема, мг/л.

Величина предотвращаемого ущерба рассчитывается с помощью его удельного показателя $У_{уд}$ на единицу приведенного объема поверхностного стока пропорционально количеству, кон-

центрации и вредности снимаемых с очистных сооружений загрязнений:

$$У_{пр}=У_{уд}\cdot П_q=У_{уд}v_0\sum_{k=1}^{l}\frac{a_k-a_k'}{A_k}. \qquad (9.8)$$

Величина удельного показателя ущерба на единицу приведенного объема определяется по данным обследования рассматриваемого бассейна с учетом фактического ущерба, нанесенного народному хозяйству, от сброса определенного количества загрязненных сточных вод. Величины удельного ущерба на единицу приведенного объема сточных вод по основным речным бассейнам СССР приведены в специальной литературе.

Пример 2. Определить ущерб, наносимый народному хозяйству в результате сброса поверхностного стока с территории промышленного предприятия в Каму.

Годовой объем поверхностного стока 0,3 млн м³. Загрязнения стока: содержание в 1 л воды нефтепродуктов составляет 50 мг, концентрация взвешенных веществ 1500 мг на 1 л и $БПК_2=50$ мг на 1 л. Величина удельного показателя ущерба на единицу приведенного объема в нашем примере, равного 10^6 м³, в обследуемом районе — 339 руб.

Приведенный объем поверхностного стока предприятия определяется по следующей формуле:

$$П_q=v_0\sum_{k=1}^{3}a_k/A_k$$

где $\sum_{k=1}^{3}a_k/A_k$ — суммарная кратность разбавления содержащихся в сточных водах загрязнений.

Результаты расчета суммарной кратности разбавления загрязнений поверхностного стока приведены в табл. 9.1: $П_q=0{,}3\cdot1091{,}7=327{,}5$ млн м³ в год

Годовой ущерб, наносимый народному хозяйству сбросом неочищенного поверхностного стока, составляет У 339·327,5=111 тыс. руб.

Таблица 9.1 Показатели вредностей загрязняющих компонентов поверхностного стока

Наименование загрязняющих веществ	ПДК, мг/л	Концентрация загрязнений, мг/л	Кратность разбавления
Нефтепродукты	0,05	50	1000
Взвешенные вещества	20	1500	75
$БПК_{20}$	3	50	16,7
	Всего	–	1091,7

Пример 3. Определить экономическую эффективность очистки поверхностного стока промышленного предприятия по величине предотвращаемого ущерба.

Годовой объем поверхностного стока составляет 9,6 млн м³. Характери

Таблица 9.2. Показатели вредностей загрязняющих компонентов поверхностного стока

Наименование загрязняющих веществ	ПДК, мг/л	Сброс до очистки		Сброс после очистки	
		a_k	a_k/A_k	a'_k	a'_k/A_k
$БПК_{20}$	3	25	8,3	5	1,7
Нефтепродукты	0,05	15	300	1,5	30
Азот нитритов	0,02	0,8	40,0	--	--
Азот нитратов	9,1	15,0	1,6	3,07	--
Аммонийный азот	0,5	6,2	12,4	1,56	3,1
Взвешенные вещества	20	1500	75	50	2,5
Медь	0,001	0,001	—	0,001	—
Цинк	0,1	0,009	--	0,09	--
Солесодержание	1000	250	--	250	--
			437,3		37,3

стика стока до и после очистки приведена в табл. 9.2. Показатель ущерба на единицу приведенного объема сточных вод для обследуемого бассейна — 895 руб. на 1 млн м³. Капитальные вложения на строительство сооружений по очистке поверхностного стока равны 11 655 тыс. руб., годовые эксплуатационные расходы составляют 1579,3 тыс. руб.

В данном случае величина предотвращаемого ущерба определяется по формуле (9.8). Результаты расчета суммарной кратности разбавления загрязнений для обеспечения в воде водотока концентрации, равной ПДК, приведен в табл. 9.2: $У_{пр} = 895 \cdot 49{,}6 \cdot (437{,}3 - 37{,}3) = 17\,756{,}8$ тыс. руб.

Годовой экономический эффект от строительства очистных сооружений определяется по формуле (9.2):

$Э_{пр} = 17\,756{,}8 - (1579{,}3 + 0{,}15 \cdot 11\,655) = 14\,429{,}25$ тыс. руб.

Таким образом, за счет строительства сооружений для очистки поверхностного стока достигнут годовой экономический эффект, равный 14,4 млн руб. за счет предотвращения ущерба, наносимого водоему загрязнениями.

9.3. Определение годового экономического эффекта от использования поверхностного стока для технических целей и внедрения прогрессивных решений

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 не

обходимо учитывать плату за воду, забираемую из природных водоисточников, а также то обстоятельство, что себестоимость подготовки поверхностного стока к использованию определяется общими затратами без расходов на очистку сточных вод, обеспечивающую условия спуска их в водные объекты. Годовой экономический эффект от использования поверхностного стока для технических целей рассчитывается по формуле:

$$Э_{исп} = (C_1 - C_2) + E_н(K_1 - K_2), \qquad (9.9)$$

где C_1, C_2 — эксплуатационные расходы на водоснабжение до и после внедрения схемы использования поверхностного стока, руб.; K_1, K_2 — капитальные вложения на водоснабжение соответственно до и после внедрения указанной схемы, руб.; $E_н$ — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений, год$^{-1}$.

В состав затрат на водоснабжение включаются: расходы на сооружение и эксплуатацию водозаборных сооружений, прокладку и эксплуатацию водоводов и других сооружений, а также на строительство и эксплуатацию сооружений по очистке природных вод.

Пример 4. Определить годовой экономический эффект от использования поверхностного стока в системе промышленного водоснабжения.

Годовой объем поверхностного стока составляет 1,3 млн м^3. Предприятие потребляет 10 млн м^3 воды в год. Тариф на воду, забираемую промышленным предприятием из водохозяйственной системы, установлен в размере 1,13 коп за 1 м^3. Эксплуатационные расходы предприятия на забор, транспортирование и подготовку речной воды составляют 981 тыс. руб. в год, а капитальные вложения на сооружения водоснабжения — 7615 тыс. руб. Так как предприятие из требующихся 10 млн м^3 воды в год использует 1,3 млн м^3 очищенного поверхностного стока, затраты на сети и сооружения могут быть сокращены и составят: эксплуатационные расходы — 127,5 тыс. руб. в год, капитальные вложения — 990 тыс. руб. В связи с тем, что в данном случае требования к качеству применяемой для технических нужд воды равноценны условиям сброса поверхностного стока в водный объект, при определении экономического эффекта учитываются только дополнительные затраты, связанные с транспортировкой очищенного поверхностного стока от очистных сооружений до предприятия. В данном случае капитальные вложения в строительство водоводов составляют 75,8 тыс. руб., а эксплуатационные затраты — 8,6 тыс. руб. в год. Расчет годового экономического эффекта ведется по формуле (9.9):

$$Э_{исп} = (127{,}5 - 8{,}6) + 0{,}12(990 - 75{,}8) = 228{,}6 \text{ тыс. руб.}$$

Таким образом, использование поверхностного стока в системе промышленного водоснабжения предприятия дает экономический эффект в размере 228,6 тыс. руб. в год, в том числе 9,7 тыс. руб. за счет сокращения платы за воду, забираемую

промышленным предприятием из водохозяйственной системы. Годовой экономический эффект от внедрения новых прогрессивных технических и технологических решений рассчитывается аналогично на основе сопоставления технико-экономических показателей различных вариантов очистки поверхностного стока, определяемых по годовым объемам. При определении экономического эффекта должна быть соблюдена сопоставимость затрат и эффекта очистки по сравниваемым вариантам.

9.4. Технико-экономические показатели различных методов очистки поверхностного стока

При оценке эффективности мероприятий по очистке и использованию поверхностного стока в системах промышленного и сельскохозяйственного водоснабжения можно использовать укрупненные технико-экономические показатели по системам отведения и очистки. Укрупненные технико-экономические показатели водоводов для транспортирования поверхностного стока рекомендуется подбирать в зависимости от вида труб, их диаметра, глубины заложения по сборнику укрупненных показателей на трубопроводы. Из очистных сооружений наибольшее распространение для очистки поверхностного стока получили пруды-отстойники различного типа.

В табл. 9.3 приведены технико-экономические показатели различных вариантов очистки поверхностного стока и обработ

Таблица 9.3. Технико-экономические показатели механической и биологической очистки

Показатели	*Механическая очистка и обработка осадка*							
	в резервной секции				на иловых площадках			
Пропускная способность, м³/ч	*500* / 500	*1000* / 1000	*2000* / 2000	*4000* / 4000	*500* / 500	*1000* / 1000	*2000* / 2000	*4000* / 4000
Капитальные вложения, тыс руб.	123 / 169	171 / 247	219 / 364	375 / 625	146 / 192	230 / 306	352 / 497	679 / 929
Эксплуатационные затраты, тыс. руб.	27 / 32	34 / 41	41 / 51	63 / 79	25 / 30	36 / 43	53 / 63	97 / 114
Стоимость строительства на 1 м³ суточной производительности, руб.	44 / 59,3	31 / 43,6	20 / 33	16,8 / 28,6	55,5 / 70,3	41,8 / 56,4	31,8 / 45,5	30,9 / 42,2
Стоимость очистки 1 м³ стоков, коп.	*18* / 21	*11* / 13	*7* / 8	*5* / 6	*16* / 20	*12* / 14	*9* / 10	*8* / 9
Приведенные затраты, тыс руб.	41,4 / 51,2	54,4 / 68,8	63 / 92,7	107,4 / 153,6	43 / 62,8	64 / 80	95 / 123	171,6 / 226

Примечание В числителе приведены показатели для очистки в земляных прудах-отстойниках, в знаменателе — для биологической очистки.

ки осадков по данным ЦНИИЭП инженерного оборудования. Данные приведены для сооружений механической очистки — земляных прудов-отстойников и биологической очистки в прудах с механической аэрацией. В табл. 9.4 приведены сравнительные капитальные вложения различных вариантов очистки поверхностного стока с городских территорий и обработки осадков.

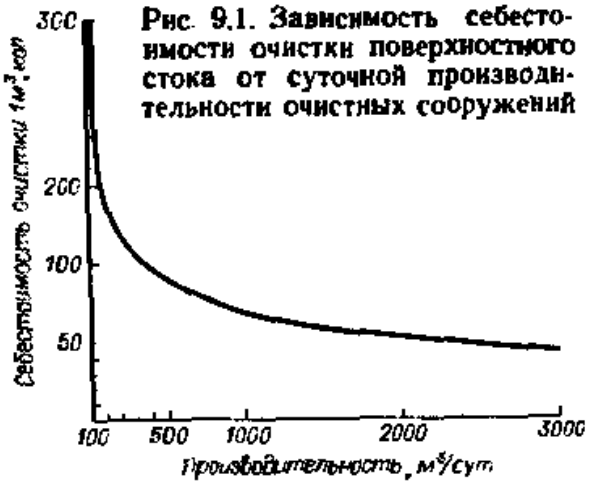


Рис. 9.1. Зависимость себестоимости очистки поверхностного стока от суточной производительности очистных сооружений

Таблица 9.4. Капитальные вложения станций очистки и обработки осадков, тыс. руб.

Схема очистки поверхностного стока	Производительность станций, м³/ч, при обработке осадка							
	в резервной секции				на иловых площадках			
	500	1000	2000	4000	500	1000	2000	4000
Механическая очистка								
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		- -
Биологическая очистка								
Пруды с пневматической аэрацией	43	73	141	243	43	73	141	243
Пруды с механической аэрацией	46	76	145	250	46	76	145	250

Высокая себестоимость очистки 1 м³ поверхностного стока обусловлена большой неравномерностью поступления его и необходимостью в связи с этим строительства дорогостоящих прудов-усреднителей и сооружений относительно большой производительности. На основании проведенной во ВНИИВОДГЕО обработки данных около 20 проектов построен график зависимости себестоимости очистки поверхностного стока от суточной производительности очистных сооружений (рис. 9.1). Удельные затраты на строительство дождевой канализации колеблются в широких пределах: капитальные вложения на 1 м³ суточной производительности составляют от 70 до 145 руб., стоимость отвода и очистки воды — от 3 коп. до нескольких рублей.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ 1 **Средний ($H_{ср}$) и максимальный (H_{max}) слои осадков, средняя из средних ($i_{ср}^{ср}$) и максимальная из максимальных (i_{max}^{max}) интенсивностей дождей, а также параметры a_1, a_2, m_1, m_2**

Район	T, мин	$H_{ср}$, мм	H_{max}, мм	$i_{ср}^{ср}$, мм/мин	i_{max}^{max}, мм/мин	a_1	m_1	a_2	m_2	Процент обложных дождей	Процент ливневых дождей
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1 Северо-запад ЕТС	<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 Северо-запад Украины	<60	6,2	38,3	0,2	1,95	0,05	0,7	0,1	0,8		100
	61...180	6,26	25,3	0,06	1,8	0,01	0,8	0,03	1,0	27	73
	>180	12,74	53,0	0,03	1,35	0,01	0,6	0,02	0,5	76	24
3 Северо-восток Украины	<60	2,03	23,4	0,07	2,3	0,04	0,7	0,07	1,0	60	40
	61...180	4,8	41,5	0,04	2,33	0,02	0,7	0,02	1,2	58	42
	>180	9,43	85,9	0,03	1,46	0,01	0,5	0,02	0,9	78	22
4 Юго-восток Украины	<60	5,76	29,1	0,19	2,75	0,06	0,6	0,1	0,8	—	—
	61...180	7,25	28,7	0,07	1,90	0,02	0,7	0,04	0,8	—	—
	>180	11,72	56,0	0,04	1,51	0,01	0,6	0,01	0,9	—	—
5 Район Сочи	<60	1,3	26,0	0,05	1,68	0,04	0,6	0,05	0,8	67	33
	61 180	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
6 Запад Сев Кавказа	60	1,52	29,3	0,05	4,95	0,04	0,7	0,05	0,8	71	29
	61. 180	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
7 Восток Сев Кавказа	<60	0,85	14,5	0,03	1,33	0,03	0,6	0,04	0,7	75	25
	61.. 180	3,35	64,4	0,03	24,6	0,02	0,4	0,02	0,9	82	18
	>180	8,56	61,3	0,02	1,42	0,01	0,4	0,01	0,9	86	14
8. Северо-запад Волги	60	4,62	12,1	0,16	1,47	0,04	0,7	0,1	0,8	—	100
	61.. 180	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
9. Средняя часть Волги	<60	5,17	19,4	0,15	2,1	0,03	0,9	0,06	1,1	1	99
	61.. 180	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
10. Восточная часть Волги	<60	6,07	28,1	0,18	2,22	0,03	1,0	0,05	1,2	—	100
	61. 180	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
11. Северный Урал	<60	5,22	23,9	0,16	1,8	0,06	0,5	0,08	0,8	—	100
	61..180	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
12. Средний Урал	<60	5,61	24,3	0,17	1,4	0,04	0,8	0,09	0,8	—	100
	61. .180	6,14	26,5	0,06	1,55	0,01	1,0	0,03	1,2	36	64
	>180	0,39	48,8	0,02	1,59	0,01	0,2	0,02	0,8	2	98
13. Север Южного Урала	<60	4,85	12,4	0,14	1,24	0,06	0,7	0,15	0,6	2	98

Продолжение прил. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
14. Юг Южного Урала	<60	5,45	15,6	0,21	1,0	0,06	0,5	0,08	0,8	1	99
	61...180	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
15 Южный Казахстан	< 60	3,25	21,7	0,09	1,13	0,05	0,6	0,07	0,9	36	64
	61...180	5,23	17,8	0,05	0,85	0,01	0,7	0,02	1,24	47	53
	>180	11,34	51,8	0,03	1,0	0,01	0,5	0,02	0,8	74	26
16. Восток Забайкалья	< 60	6,04	15,5	0,15	2,0	0,04	0,7	0,08	0,9	–	100
	61...180	6,69	29,6	0,06	1,83	0,01	1,0	0,02	1,2	35	65
	>180	10,5	35,4	0,3	1,11	0,01	0,6	0,01	0,9	82	18
17 Запад Забайкалья	<60	5,97	29,1	0,17	2,10	0,05	0,6	0,9	0,8	–	100
	61...180	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	1,88	0,01	0,4	0,03	0,6	79	21
18 Верховье Амура	< 60	1,1	14,8	0,12	1,6	0,04	0,6	0,08	0,9	69	31
	61...180	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
19 Нижнее течение Амура	<60	1,0	16,8	0,03	4,6	0,03	0,4	0,05	0,7	71	29
	61...180	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
20 Берег Татарского пролива	<60	0,48	5,5	0,02	1,42	0,05	0,5	0,08	0,8	90	100
	61...180	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
21 Приморье (южная часть)	<60	0,81	19,7	0,04	2,67	0,04	0,5	0,01	0,8	69	33
	61. .180	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	2,00	0,01	0,3	0,02	0,8	86	14
22 Бассейн Индигирки	< 60	2,78	12,9	0,09	1,52	0,06	0,5	0,12	0,7	26	71
	61...180	5,69	20,3	0,05	1,10	0,01	0,9	0,02	1,1	50	50
	>180	8,95	32,8	0,02	2,20	0,01	0,4	0,01	0,8	89	100
23. Сахалин	<60	4,27	10,0	0,12	1,20	0,02	1,2	0,14	0,6	10	93
	61...180	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. **Доля (%) ливневой составляющей в суммарном количестве (H) и суммарной продолжительности (T) осадков теплого периода**

Район	Нижний предел интенсивности ливня, мм/мин	$\delta H_л$, %	$\delta T_л$,
Северо-запад ЕТС	0,05	55	11
Эстония	0,05	51	11
Валдай	0,05	63	15
Центр ЕТС	0,05	58	16
ЦЧО ЕТС	0,03	82	35
Северо-восток Украины	0,03	82	35
Юго-восток Украины	0,03	85	42
Белоруссия	0,03	80	32
Закарпатье	0,03	84	33
Сальская степь	0,03	81	41
Казахстан (северо-запад)	0,03	83	38
Казахстан (запад)	0,03	80	33
Джунгарский Алатау	0,03	85	43
Туркмения (запад)	0,03	73	29
Приамурье	0,03	78	35
Приамурье (юг)	0,03	77	34
Бассейн Индигирки	0,05	37	5

ПРИЛОЖЕНИЕ 3. **Нормированные отклонения от среднего значения ординат логарифмически нормальной кривой распределения Ф при разных значениях обеспеченности $p_в$ и коэффициента ассиметрии c_s**

c_s	Обеспеченность $p_в$, %								
	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	−0,4	−0,40	−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	0,19	−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
3,8	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 4. **Отклонения ординат биноминальной кривой обеспеченности Ф от среднего значения (при $c_v = 1$)**

c_s	Обеспеченность $p_в$, %								
	5	10	25	40	60	80	90	95	99
0,4	1,75	1,32	0,63	0,19	−0,31	−0,85	−1,23	−1,52	−2,03
0,6	1,80	1,33	0,61	0,16	−0,34	−0,85	−1,20	−1,45	−1,88
0,8	1,84	1,34	0,58	0,12	−0,37	−0,86	−1,17	−1,38	−1,74
1,0	1,88	1,34	0,55	0,09	−0,39	−0,85	−1,13	−1,32	−1,59
1,2	1,92	1,34	0,52	0,05	−0,42	−0,84	−1,08	−1,24	−1,45
1,4	1,95	1,34	0,49	0,02	−0,44	−0,83	−1,04	−1,17	−1,32
1,6	1,97	1,33	0,46	−0,02	−0,46	−0,81	−0,99	−1,10	−1,20
1,8	1,99	1,32	0,42	−0,03	−0,48	−0,80	−0,94	−1,02	−1,09
2,0	2,00	1,30	0,39	−0,08	−0,49	−0,87	−0,90	−0,95	−0,99
2,2	2,02	1,27	0,35	−0,12	−0,50	−0,75	−0,842	−0,882	−0,905
2,4	2,00	1,25	0,29	−0,14	−0,51	−0,72	−0,792	−0,82	−0,83
2,6	2,00	1,21	0,25	−0,17	−0,51	−0,70	−0,746	−0,64	−0,77
2,8	2,00	1,18	0,22	−0,20	−0,51	−0,67	−0,703	−0,711	−0,715
3,0	1,97	1,13	0,19	−0,22	−0,51	−0,64	−0,661	−0,665	−0,666
3,2	1,96	1,09	0,15	−0,25	−0,51	−0,61	−0,621	−0,625	−0,625
3,4	1,94	1,06	0,11	−0,27	−0,50	−0,58	−0,586	−0,587	−0,589
3,6	1,93	1,03	0,064	−0,28	−0,49	−0,55	−0,555	−0,556	−0,556
3,8	1,90	1,00	0,032	−0,30	−0,48	−0,52	−0,526	−0,526	−0,526
4,0	1,90	0,96	0,01	−0,31	−0,46	−0,50	−0,50	−0,50	−0,50
4,5	1,85	0,89	−0,042	−0,32	−0,43	−0,445	−0,445	−0,445	−0,445
5,0	1,78	0,78	−0,099	−0,33	−0,395	−0,40	−0,40	−0,40	−0,40

ПРИЛОЖЕНИЕ 5. **Максимальное накопление влаги при насыщении почвы $H_{нас}$, мм (начальное задержание слоя осадков 0,2 $H_{нас}$)**

Вид землепользования	Гидрологическая группа почв			
	I	II	III	IV
Пашни:				
с противоэрозионной обработкой	99	60	35	25
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 не менее 75% площади	397	162	89	64
то же, на 50% площади	264	114	68	48
Центральные городские районы (85% водонепроницаемой площади)	32	22	16	13
Промышленные районы (72% водонепроницаемой площади)	60	35	25	19
Жилые районы:				
размер участка, м², менее 500 (водонепроницаемой площади 65%)	76	45	28	22
» » 1000 (то же, 40%)	162	85	52	38
» » 1500 (то же, 30%)	192	98	60	41
» » 2000 (то же, 25%)	216	109	64	45
» » 4000 (то же, 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:				
незастроенная территория	76	42	25	16
сады и огороды	99	60	35	25
растительный покров более 75% водопроницаемой площади	397	162	89	64
травяной покров 50...75% водопроницаемой площади	264	114	68	48
[illegible]яной покров менее 50% водопроницаемой площади	120	68	42	32
[illegible]парки	451	170	94	68

Примечание. I группа почв — толстые слои песка с незначительной примесью алеврита и глины, а также толстые слои водопроницаемого гравия; II группа — [illegible]ванные почвы, имеющие после увлажнения водопроницаемость выше средней; [illegible] группа — маломощные почвы и почвы с высоким содержанием глины и коллоидов, [illegible]е насыщения имеют водопроницаемость ниже средней; IV группа — в основном [illegible]ы с высоким коэффициентом набухания или маломощные почвы с почти непроницаемыми слоями вблизи поверхности

ПРИЛОЖЕНИЕ 6. **Параметры $A_к$, $\bar{q}_{20}$ и n кривой редукции относительной интенсивности осадков $\bar{q} = A_к/t^n = \bar{q}_{20}(20/t)^n$, л/(с · га · мм) продолжительностью $t = 10...150$ мин для укрупненных районов**

Тип кривой	Область преимущественного распространения кривой редукции осадков	$p \geq 3{,}5$ года			$3{,}5 > p \geq 1{,}45$ года			$1{,}45 > p \geq 0{,}7$ года			$p < 0{,}7$ года		
		$A_к$	$\bar{q}_{20}$	n	$A_к$	$\bar{q}_{20}$	n	$A_к$	$\bar{q}_{20}$	n	$A_к$	$\bar{q}_{20}$	n
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I	Побережье Белого и Баренцева морей	15,4	2,27	0,64	9,34	1,85	0,54	4,05	1,21	0,4	2,68	0,942	0,35
II	Север ЕТС и Западной Сибири	24,4	2,99	0,7	21,3	2,75	0,68	15,1	2,34	0,62	6,97	1,65	0,48
III	Равнинные области Запада и центра ЕТС	27,5	3,3	0,71	28,2	3,25	0,72	25,6	3,07	0,71	12,5	2,15	0,59
IV	Равнинные области Украины	21,3	3,1	0,64	26,4	3,23	0,7	27,6	3,26	0,71	17,6	2,62	0,64
V	Возвышенности ЕТС. Западный склон Урала	29,8	3,52	0,71	29,4	3,28	0,73	25,3	3,01	0,71	12,4	2,14	0,59
VI	Восток Украины, низовья Волги и Дона, Южный Крым	22,9	3,31	0,64	24,1	3,28	0,67	23,5	3,17	0,67	14,2	2,54	0,57
VII	Наветренный склон возвышенности ЕТС и северное Предкавказье	27,5	3,7	0,67	28,6	3,5	0,7	28,2	3,42	0,7	21,5	2,95	0,66
VIII	Ставропольская возвышенность, северные предгорья Большого Кавказа, северный склон Большого Кавказа до высоты 1500 м	19,2	3,15	0,6	20,8	3,1	0,64	19,4	2,9	0,68	13,2	2,34	0,56
IX	Южная часть Западной Сибири, среднее течение Или, район оз. Алэ-Куль	28,2	3,39	0,71	29,9	3,36	0,73	26,4	3,07	0,72	13,6	2,38	0,58
X	Центральный и северо-восточный Казахстан, предгорья Алтая	40	4,06	0,76	36,4	3,73	0,76	31	3,37	0,74	19,7	2,77	0,66
XI	Северный склон Заилийского Алатау	11,6	1,99	0,59	11,4	2,01	0,58	10,6	1,91	0,57	12,1	2,18	0,57
XII	Джунгарский Алатау, Алтай, Кузнецкий Алатау	26,8	3,15	0,71	23,9	2,81	0,71	13,7	2,2	0,61	5,67	1,36	0,48
XIII	Северный склон Западного Саяна	15,3	1,95	0,69	13,6	2,0	0,64	7,5	1,73	0,49	3,26	1,22	0,33
XIV	Средняя Сибирь	32,4	3,63	0,73	27,1	3,21	0,71	23,8	3,01	0,69	6,89	1,69	0,47
XV	Хребет Хамар-Дабан	4,63	1,0	0,65	4,9	0,94	0,56	4,1	0,99	0,48	2,42	0,84	0,35
XVI	Восточная Сибирь	18,9	2,55	0,67	15,8	2,29	0,64	12,3	2,02	0,6	7,9	1,64	0,52
XVII	Бассейны Шилки и Аргуни, долина среднего Амура, западный склон хребта Сихотэ-Алинь	17,5	2,7	0,62	18,9	2,5	0,68	16,5	2,35	0,65	9,16	1,81	0,54

XVIII	Бассейны средней Колымы и рек Охотского моря, северная часть низовья Амура	17,5	2,29	0,68	12,4	1,93	0,62	9,35	1,72	0,56	6,19	1,47	0,48
XIX	Побережье Охотского моря, бассейны рек Берингова моря, Центральная и западная части Камчатки	4,83	1,17	0,47	4,05	1,1	0,44	2,99	1,05	0,35	2,46	0,957	0,32
XX	Восточное побережье Камчатки южнее 56° с. ш.	2,21	0,71	0,38	1,87	0,71	0,32	1,86	0,8	0,28	1,84	0,84	0,26
XXI	Побережье Татарского пролива	4,88	1,04	0,51	3,03	0,98	0,38	2,44	0,87	0,35	1,98	0,86	0,28
XXII	Район оз. Ханка	12,2	2,02	0,6	13,6	2,09	0,62	15,2	2,15	0,65	10,7	1,92	0,57
XXIII	Бассейны рек Японского моря, Сахалин, Курильские острова	6,79	1,51	0,5	6,07	1,45	0,48	5,31	1,37	0,45	4,84	1,3	0,43
XXIV	Юг Казахстана, равнинная часть Средней Азии и склоны гор до 1500 м, бассейн Иссык-Куля до отметки 2000...2500 м	13,9	2,24	0,61	9,2	1,8	0,54	5,38	1,42	0,44	3,91	1,18	0,4
XXV	Склоны гор Средней Азии на высоте 1500...3000 м	8,87	1,63	0,56	5,37	1,37	0,45	4,22	1,22	0,41	3,22	1,07	0,37
XXVI	Юго-западная Туркмения	18,6	3,06	0,6	18,2	2,73	0,63	7,06	1,64	0,49	2,48	0,94	0,32
XXVII	Черноморское побережье Кавказа и западный склон Большого Кавказа до Сухуми	14,1	2,6	0,56	14,7	2,39	0,6	14,2	2,19	0,62	10,7	1,88	0,58
XXVIII	Побережье Каспийского моря и прилегающая к нему равнина от Махачкалы до Баку	11,4	—	0,52	19,9	—	0,68	8,7	–	0,51	5,2	—	0,43
XXIX	Восточный склон Большого Кавказа, Кура-Араксинская низменность до отметки 500 м	16,1	2,6	0,61	14,3	2,32	0,61	11,1	1,97	0,58	6,64	1,64	0,47
XXX	Северный склон Большого Кавказа выше 1500 м, внутренняя часть Дат. АССР, южный склон Большого Кавказа выше отметки 500 м	20,8	2,85	0,66	14,1	2,39	0,59	11,8	2,14	0,57	8,68	1,84	0,52
XXXI	Побережье Черного моря южнее Сухуми. Колхидская низменность склоны Кавказа до отметки 2000 м	12,1	2,29	0,56	10,8	2,06	0,55	9,42	1,84	0,54	6,75	1,51	0,5
XXXII	Бассейн Куры, восточная часть малого Кавказа, Талышский хребет	15,50	2,54	0,60	14,5	2,25	0,62	14,10	2,14	0,63	8,72	1,81	0,52
XXXIII	Северо-западная и центральная часть Армении	29,50	3,39	0,72	28,6	3,31	0,72	22,50	3,06	0,67	10,70	2,18	0,53
XXXIV	Ленкоранская низменность	5,55	1,44	0,45	5,16	1,22	0,48	3,93	1,05	0,44	3,21	1,03	0,38

ПРИЛОЖЕНИЕ 7. **Основные расчетные параметры дождей для наиболее крупных городов СССР**

Город	Показатель степени n при повторяемости P лет				Интенсивность дождя q_{20} с периодом превышения P лет					Параметры формулы (2.10)			Параметры формулы (2.9)		
	>3,5	3,5...1,4	1,4...0,7	<0,7	10	2	1	0,5	1/3	$H_{г}$, мм	$m_{г}$	β	H, мм	c_v	c_s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Мурманск	0,67	0,57	0,39	0,35	77,7	45,5	24,4	14,0	12,1	362	101	0,75	24,1	0,35	0,9
Хибины	0,65	0,55	0,33	0,28	101	53,2	29,2	17,3	14,4	411	94	0,75	27,2	0,33	0,9
Кандалакша	0,62	0,35	0,41	0,37	81,7	52,5	22,6	13,6	10,9	364	140	0,65	23,7	0,39	1,3
Петрозаводск	0,71	0,67	0,48	0,34	161	78,5	43,6	17,0	14,4	460	123	0,75	34,4	0,48	2,2
Архангельск	0,7	0,74	0,68	0,44	145	94,8	57,5	24,1	19,9	384	107	0,75	29,7	0,45	1,5
Череповец	0,71	0,71	6,70	0,47	150	92,1	78,3	33,2	26,0	489	125	0,75	32,5	0,33	1,2
Вологда	0,71	0,71	0,70	0,47	150	86,5	72,5	31,7	28,5	448	130	0,75	31,3	0,4	2,5
Сыктывкар	0,72	0,73	0,67	0,48	123	79,2	57,5	29,5	26,7	445	158	0,65	28,5	0,32	1,8
Ухта (Печеры)	0,7	0,66	0,56	0,36	136	90,6	43,7	18,7	15,3	425	85	0,55	28,8	0,43	1,4
Пярну	0,7	0,67	0,57	0,36	136	91,8	58,6	26,0	21,0	445	110	0,65	32,5	0,37	1,2
Таллинн	0,7	0,69	0,6	0,6	144	90,9	71,0	45,8	39,0	444	120	0,65	30,6	0,46	2,4
Тарту	0,68	0,68	0,68	0,6	140	91,7	72,5	46,9	40,0	453	154	0,65	32,1	0,41	1,3
Вентспилс	0,63	0,66	0,57	0,43	111	75,6	50,8	32,2	27,0	446	123	0,75	29,6	0,35	1,5
Рига	0,65	0,69	0,72	0,57	157	109	79,5	47,9	41,0	486	118	0,75	33,1	0,32	1,0
Даугавпилс	0,79	0,73	0,62	0,42	181	103	67,9	35,9	28,0	470	126	0,65	38,1	0,41	1,3
Каунас	0,69	0,71	0,69	0,62	189	111	86,5	63,8	53,0	491	134	0,65	38,1	0,41	1,5
Калининград	0,69	0,71	0,69	0,62	213	114	83,7	62,2	53,0	526	167	0,65	38,6	0,53	3,0
Вильнюс	0,69	0,71	0,69	0,62	193	114	83,7	58,5	48,0	453	125	0,65	37,3	0,43	1,4
Витебск	0,69	0,72	0,76	0,68	226	122	101	71,8	66,0	491	147	0,65	38,4	0,50	3,0
Могилев	0,69	0,72	0,76	0,68	192	112	97,7	71,8	62,0	489	154	0,65	34,4	0,37	1,9
Минск	0,69	0,72	0,76	0,68	188	116	105	78,0	69,0	492	109	0,75	35,2	0,33	2,0
Гомель	0,69	0,72	0,76	0,68	226	125	101	71,8	62,0	461	213	0,55	38,2	0,50	2,9
Брест	0,69	0,72	0,76	0,68	226	132	115	78,0	53,0	432	101	0,65	39,9	0,46	1,4
Выборг	0,7	0,73	0,69	0,58	189	110	76,7	43,7	32,0	488	169	0,65	34,0	0,49	2,1
Ленинград	0,7	0,73	0,69	0,58	162	99,8	78,8	46,4	34,5	434	180	0,65	30,4	0,43	1,7
Псков	0,73	0,75	0,71	0,59	190	141	93,9	50,6	39,4	44,6	91	0,75	36,8	0,37	0,8
Новгород	0,73	0,75	0,71	0,59	166	123	81,8	46,2	35,3	470	153	0,65	32,8	0,41	1,2

Волхов	0,7	0,71	0,69	0,60	143	102	91,0	40,9	34,0	486	176	0,65	29,9	0,4	1,3
Великие Луки	0,7	0,7	0,68	0,6	196	115	78,3	47,7	38,6	446	142	0,65	32,9	0,38	1,2
Калинин	0,7	0,69	0,7	0,57	161	98	82,4	47,9	41,0	469	153	0,65	32,1	0,37	1,6
Смоленск	0,7	0,68	0,7	0,66	177	122	93,0	65,6	56,6	476	213	0,55	35,1	0,42	1,9
Ярославль	0,71	0,71	0,68	0,57	166	103	74,2	42,8	36,7	433	129	0,65	33,6	0,38	1,5
Москва	0,69	0,72	0,74	0,66	169	110	91,0	59,0	53,8	468	152	0,65	33,2	0,37	2,3
Тула	0,74	0,76	0,73	0,63	174	116	85,0	53,4	45,4	415	136	31,2	03,7	0,37	1,4
Калуга	0,74	0,76	0,73	0,63	234	145	105	66,7	58,7	467	196	0,55	40,3	0,48	2,2
Владимир	0,73	0,74	0,71	0,67	189	119	96,3	60,3	51,9	431	128	0,65	34,0	0,39	1,7
Рязань	0,73	0,74	0,71	0,67	192	119	89,4	49,1	40,9	–	157	0,55	32,9	0,46	1,5
Брянск	0,74	0,79	0,76	0,74	194	139	109	86,7	75,4	462	135	0,65	34,7	0,36	1,8
Орел	0,74	0,79	0,76	0,74	232	130	98,0	71,6	60,3	434	198	0,55	35,9	0,59	3,0
Курск	0,65	0,72	0,74	0,68	244	144	106	72	61,7	438	174	0,55	39,6	0,66	4,0
Белгород	0,65	0,72	0,74	0,68	200	136	109	72	61,7	377	149	0,55	35,4	0,46	2,2
Новый Оскол	0,65	0,72	0,74	0,68	167	132	109	68,6	54,9	340	71	0,75	31,7	0,34	0,5
Тамбов	0,71	0,76	0,73	0,66	159	124	92,7	56,1	48,4	380	84	0,75	32,8	0,33	1,1
Липецк	0,71	0,76	0,73	0,66	169	116	82,8	51,0	43,4	382	194	0,56	32,3	0,47	2,6
Воронеж	0,7	0,7	0,69	0,64	176	114	83,8	54,0	43,3	391	176	0,55	33,3	0,66	3,2
Кострома	0,69	0,73	0,72	0,63	176	105	82,5	49,4	39,5	446	229	0,55	30,5	0,39	2,0
Горький	0,66	0,72	0,73	0,70	131	108	86,8	53,1	49,0	417	144	0,65	30,3	0,40	1,6
Йошкар-Ола	0,66	0,72	0,73	0,70	125	101	83,3	63,4	61,2	407	198	0,55	30,2	0,43	4,0
Чебоксары	0,66	0,72	0,73	0,79	151	108	79,8	49,0	39,8	421	193	0,55	31,3	0,55	2,2
Киров	0,71	0,73	0,66	0,55	189	115	72,8	40,7	32,1	435	203	0,55	32,7	0,47	2,1
Саранск	0,69	0,76	0,76	0,63	221	111	87,6	48,8	41,5	378	171	0,55	36,6	0,62	3,6
Казань	0,72	0,74	0,67	0,55	174	95,7	64,6	30,6	27,2	352	195	0,55	30,7	0,54	3,6
Куйбышев	0,71	0,74	0,74	0,62	160	95,5	72,2	37,8	28,3	339	198	0,55	28,1	0,49	2,1
Пенза	0,72	0,74	0,73	0,58	171	110	79,1	40,1	34,4	394	172	0,55	36,2	0,51	2,5
Оренбург	0,73	0,74	0,65	0,34	136	83,2	52,8	16,1	13,8	264	102	0,65	25,1	0,44	1,4
Саратов	0,71	0,73	0,69	0,49	172	105	75,8	25,0	20,6	295	92	0,65	30,2	0,44	1,5
Кишинев	0,66	0,69	0,71	0,72	266	148	101,0	81,2	63,8	375	110	0,55	42,4	0,60	2,7
Ужгород	0,74	0,76	0,70	0,63	237	137	94,2	64,1	55,0	519	122	0,65	43,4	0,39	1,9
Львов	0,67	0,72	0,73	0,70	215	142	109,0	75,6	55,8	528	125	0,65	42,9	0,39	1,2
Винница	0,65	0,71	0,73	0,64	202	149	123,0	67,0	55,8	435	102	0,65	40,9	0,41	1,2
Чернигов	0,71	0,73	0,69	0,61	190	118	88,2	49,8	39,8	392	112	0,65	34,9	0,44	1,4
Киев	0,71	0,73	0,69	0,61	224	135	104,0	59,8	52,3	458	143	0,55	41,4	0,47	2,2
Полтава	0,70	0,65	0,69	0,64	212	133	90,6	57,9	50,0	375	120	0,55	39,8	0,51	2,4
Черкассы	0,68	0,69	0,70	0,64	191	115	97,9	69,9	61,9	374	119	0,55	41,0	0,44	2,4

Продолжение прил. 7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Кременчуг	0,68	0,69	0,70	0,64	185	112	91,8	56,5	43,0	358	88	0,65	37,5	0,45	1,1
Днепропетровск	0,68	0,69	0,70	0,64	157	94,7	79,6	53,8	45,7	334	138	0,55	33,3	0,43	1,9
Запорожье	0,68	0,69	0,70	0,64	197	115	91,8	48,4	48,4	310	97	0,55	39,4	0,49	1,9
Харьков	0,67	0,66	0,70	0,68	194	137	104,0	74,1	61,2	356	83	0,65	38,2	0,41	1,5
Ворошиловград	0,67	0,66	0,70	0,68	187	137	104,0	74,1	61,2	335	113	0,55	37,7	0,39	1,3
Мариуполь	0,67	0,66	0,70	0,68	184	134	93,4	67,6	54,7	304	58	0,75	36,1	0,41	1,0
Бердянск	0,67	0,66	0,70	0,68	167	123	90,7	64,4	51,5	269	53	0,75	33,3	0,41	1,2
Одесса	0,69	0,73	0,75	0,59	201	122	93,2	49,6	39,7	290	98	0,55	35,7	0,48	1,8
Николаев	0,56	0,71	0,72	0,63	213	147	102,0	57,1	43,5	277	115	0,45	44,1	0,60	2,2
Херсон	0,61	0,66	0,73	0,61	167	114	94,8	47,5	37,5	253	60	0,65	34,6	0,48	1,6
Джанкой	0,61	0,67	0,69	0,69	245	141	113,0	81,4	67,8	295	130	0,45	42,7	0,58	3,2
Севастополь	0,70	0,72	0,72	0,52	163	104	83,8	48,1	37,4	199	40	0,75	30,5	0,43	1,4
Симферополь	0,58	0,67	0,65	0,66	207	137	104,0	63,5	52,4	331	160	0,45	41,4	0,52	2,2
Алушта	0,57	0,60	0,66	0,62	187	115	78,0	40,6	31,1	217	101	0,45	36,1	0,59	2,0
Ялта	0,57	0,60	0,66	0,62	238	131	90,0	50,2	43,0	252	103	0,45	43,4	0,67	3,4
Керчь	0,60	0,69	0,71	0,71	246	167	127	79,8	65,9	275	45	0,65	46,1	0,50	1,7
Феодосия	0,60	0,69	0,71	0,71	181	132	105	72,9	59,0	246	42	0,75	35,9	0,43	1,4
Волгоград	0,67	0,73	0,61	0,33	152	96,9	62	22,4	17,9	234	79	0,65	26,1	0,43	1,4
Ростов-на-Дону	0,67	0,68	0,72	0,55	227	127	99,2	53,7	41,5	341	102	0,55	41,0	0,49	1,5
Астрахань	0,69	0,60	0,58	0,46	164	67,6	49,0	25,5	18,6	118	62	0,45	26,0	0,68	2,4
Краснодар	0,64	0,66	0,67	0,59	234	144	108	62,8	51,9	396	218	0,45	41,1	0,50	2,2
Ставрополь	0,60	0,65	0,60	0,54	168	123	88,4	56,7	50,1	488	121	0,65	40,6	0,36	1,9
Новороссийск	0,53	0,62	0,72	0,64	237	135	115	55,9	41,9	383	151	0,45	51,7	0,60	2,0
Железноводск	0,58	0,61	0,64	0,57	264	165	120	75,6	59,6	507	104	0,65	47,9	0,44	1,4
Ессентуки	0,58	0,61	0,64	0,57	208	138	104	67,5	56,7	459	87	0,75	39,6	0,37	1,2
Кисловодск	0,58	0,61	0,64	0,57	236	171	142	105,0	97,2	526	68	0,75	50,8	0,25	1,7
Сочи	0,55	0,62	0,60	0,60	300	193	143	110,0	94,6	793	93	0,65	78,3	0,38	1,6
Орджоникидзе	0,63	0,65	0,67	0,59	301	171	132	89,6	77,2	727	133	0,65	56,6	0,38	1,6
Нальчик	0,63	0,65	0,67	0,59	235	150	118	77,2	62,3	518	76	0,75	49,2	0,38	1,2
Сухуми	0,55	0,56	0,55	0,57	289	192	144	100,0	86,9	792	70	0,75	80,1	0,36	1,6
Поти	0,55	0,56	0,55	0,57	412	260	194	134,0	94,5	1094	92	0,65	111	0,50	2,0
Кутаиси	0,55	0,55	0,53	0,46	212	119	90,6	58,6	53,7	786	154	0,55	71,3	0,41	3,0

Батуми	0,55	0,55	0,53	0,46	361	215	165	104.0	93.0	1455	211	0,55	123	0,34	1,9
Боржоми	0,64	0,64	0,59	0,45	143	96,2	65,3	36,3	31,6	440	98	0,75	32,6	0,27	0,8
Тбилиси	0,56	0,69	0,71	0,66	194	126	88,6	63,7	59,0	439	211	0,45	47,2	0,54	3,0
Махачкала	0,52	0,68	0,51	0,43	130	92,5	54,4	28,8	23,0	275	65	0,65	35,1	0,44	1,5
Баку	0,62	0,44	0,36	0,28	118	37,5	21,9	10,6	8,8	106	56	0,45	25,8	0,67	3,1
Кировобад	0,70	0,64	0,56	0,38	138	75,4	44,1	22,7	17,8	199	72	0,65	23,3	0,42	1,4
Ленкорань	0,45	0,48	0,44	0,38	242	124.0	78,8	54,6	42,2	628	68	0,55	10,1	0,50	1,6
Кировокан	0,80	0,78	0,71	0,66	172	121 0	95,0	59,0	50,9	496	128	0,75	31,1	0,28	0,8
Ленинакан	0,73	0,71	0,64	0,47	156	96,6	66,5	34,4	30,6	390	148	0,65	28,3	0,37	1,7
Севан	0,73	0,70	0,65	0,50	140	87,7	69,3	41,8	37,4	458	238	0,55	30,9	0,41	1,9
Ереван	0,69	0,71	0,66	0,49	117	79,4	62,9	31,5	27,6	193	55	0,75	22,7	0,34	1,8
Пермь	0,70	0,78	0,76	0,54	160	111.0	78,0	34,8	31,2	477	248	0,55	30,6	0,45	2,4
Красноуфимск	0,75	0,70	0,74	0,60	187	99,8	70,0	41,0	32,4	429	142	0,65	31,0	0,39	1,0
Уфа	0,72	0,73	0,74	0,63	141	84,0	62,2	36,8	29,4	420	271	0,55	28,5	0,43	1,4
Златоуст	0,71	0,75	0,74	0,56	162	110.0	86,2	41,6	33,3	553	266	0,55	34,0	0,41	1,3
Свердловск	0,72	0,70	0,69	0,55	203	111.0	77,2	38,8	27,2	448	117	0,75	31,2	0,37	1,2
Курган	0,69	0,68	0,66	0,46	140	84.8	51,5	21,6	16,2	301	140	0,55	25,8	0,63	2,2
Челябинск	0,75	0,69	0,56	0,39	141	83,7	60,1	32,6	29,6	357	109	0,65	31,1	0,37	2,6
Магнитогорск	0,75	0,69	0,56	0,39	163	75,6	48,5	23,7	22,2	322	296	0,45	31,1	0,76	6,0
Актюбинск	0,75	0,73	0,75	0,72	147	80,2	59,9	37,4	31,7	201	79	0,65	23,1	0,45	1,5
Гурьев	0,66	0,68	0,70	0,49	91,2	54,4	36,1	18,6	14,9	122	126	0,45	19,4	0,66	3,4
Кустанай	0,66	0,72	0,76	0,72	117	82,4	68,3	42,8	33,9	259	243	0,45	25,9	0,53	2,3
Целиноград	0,69	0,73	0,74	0,71	146	85,5	65,2	39,5	30,4	262	227	0,45	26,3	0,54	1,9
Джамбул	0,62	0,61	0,60	0,57	95,5	60,2	46,2	32,5	25,5	174	54	0,65	25,9	0,49	1,6
Алма-Ата	0,59	0,58	0,57	0,47	107	76,4	61,1	54,5	48,0	404	76	0,75	37,3	0,33	1,3
Усть-Каменогорск	0,77	0,75	0,73	0,67	179	82,4	58,6	39,4	34,8	336	317	0,45	28,6	0,56	3,6
Караганда	0,73	0,71	0,67	0,69	125	74,1	51,3	36,7	28,2	246	169	0,55	23,5	0,53	2,1
Семипалатинск	0,84	0,81	0,82	0,68	178	91,2	54,5	36,4	30,3	212	232	0,45	21,0	0,50	2,1
Салехард	0,76	0,63	0,53	0,44	150	59,4	30,6	15,8	12,4	403	258	0,45	27,3	0,53	1,9
Сургут	0,73	0,71	0,65	0,48	149	80,3	50,0	25,1	21,2	467	131	0,75	29,7	0,35	1,1
Тюмень	0,69	0,70	0,75	0,69	156	108.0	84,2	52,4	40,8	365	255	0,45	33,8	0,51	1,7
Омск	0,69	0,74	0,75	0,65	159	95,2	63,4	34,9	34,9	318	104	0,65	28,3	0,58	2,4
Томск	0,69	0,74	0,72	0,53	166	112,0	75,4	42,9	36,2	422	139	0,65	31,3	0,48	2,4
Новосибирск	0,67	0,69	0,73	0,46	182	102	74,1	30,1	26,6	372	176	0,55	29,3	0,53	3,2
Барнаул	0,67	0,69	0,73	0,46	170	94,5	70,8	28,3	24,8	366	164	0,55	27,7	0,49	2,3
Бийск	0,73	0,76	0,55	0,37	150	92,5	51,4	20,1	17,0	407	115	0,75	28,5	0,35	1,4
Норильск	0,75	0,72	0,74	0,39	158	75,6	54,2	17,9	14,9	238	154	0,55	24,4	0,62	2,9

Продолжение прил. 7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Енисейск	0,75	0,72	0,74	0,39	136	78,8	63,8	23,8	20,9	385	177	0,65	24,8	0,36	1,6
Ачинск	0,67	0,72	0,72	0,47	162	96,9	75,4	33,9	29,4	372	176	0,55	30,0	0,58	2,5
Красноярск	0,73	0,71	0,61	0,46	194	109,0	67,0	26,8	22,3	311	128	0,55	34,0	0,54	2,4
Минусинск	0,72	0,71	0,71	0,56	143	79,8	61,0	50,4	28,2	306	190	0,55	24,6	0,47	2,3
Братск	0,64	0,65	0,58	0,49	144	65,4	44,9	27,0	22,3	311	140	0,55	32,0	0,61	3,2
Иркутск	0,73	0,64	0,64	0,54	148	88,1	66,1	39,6	32,7	402	100	0,65	38,4	0,41	1,5
Улан-Удэ	0,66	0,67	0,63	0,39	124	70,7	40,7	24,1	19,9	242	217	0,45	31,1	0,53	2,2
Баргузин	0,71	0,64	0,42	0,31	123	59,2	28,1	17,3	14,4	249	105	0,55	29,5	0,47	2,3
Чита	0,66	0,70	0,66	0,50	133	85,8	68,0	40,9	—	347	98	0,65	32,8	0,36	2,1
Якутск	0,68	0,66	0,56	0,58	102	62,7	37,7	19,3	14,5	193	113	0,55	21,7	0,50	1,6
Верхоянск	0,73	0,55	0,51	0,47	75,1	30,9	19,8	12,4	9,7	146	201	0,45	16,5	0,53	2,0
Благовещенск	0,63	0,69	0,71	0,66	196	132,0	108,0	79,1	66,3	528	150	0,55	49,4	0,44	2,2
Николаевск-на-Амуре	0,69	0,65	0,63	0,51	143	86,8	65,7	36,7	32,1	447	166	0,55	39,8	0,47	2,4
Комсомольск-на-Амуре	0,69	0,65	0,53	0,51	166	104,0	78,4	41,3	34,0	484	101	0,65	46,3	0,42	1,2
Хабаровск	0,61	0,67	0,65	0,60	163	114,0	98,8	65,1	58,8	556	136	0,55	47,3	0,46	3,4
Владивосток	0,46	0,46	0,48	0,51	210	144,0	108,0	75,5	60,4	710	68	0,65	90,3	0,47	1,6
Советская Гавань	0,51	0,38	0,35	0,28	103,0	63,4	45,1	35,1	30,0	641	129	0,55	64,9	0,43	2,2
Анадырь	0,50	0,46	0,36	0,42	37,0	20,5	15,5	10,4	9,4	160	102	0,55	18,9	0,48	1,6
Петропавловск-Камчатский	0,38	0,32	0,28	0,26	80,6	48,2	41,8	32,0	27,8	754	170	0,55	69,7	0,53	2,5
Александровск	0,54	0,46	0,42	0,34	87,2	54,1	37,8	26,2	20,5	496	194	0,55	39,2	0,43	1,4
Южно-Сахалинск	0,50	0,50	0,49	0,47	105,0	75,9	57,4	42,4	41,1	593	117	0,65	50,6	0,40	1,3
Ташкент	0,71	0,45	0,34	0,27	111,0	39,3	24,0	12,9	10,4	149	25	0,75	27,9	0,31	0,6
Фрунзе	0,67	0,48	0,38	0,40	106,0	42,8	25,2	16,4	14,8	287	62	0,75	31,4	0,38	2,3
Душанбе	0,59	0,57	0,53	0,52	126,0	75,6	52,5	40,0	34,0	239	33	0,75	39,6	0,35	1,6
Ашхабад	0,68	0,45	0,31	0,31	97,7	31,5	18,3	11,1	8,9	106	19	0,75	24,4	0,41	1,3

ПРИЛОЖЕНИЕ 8. **Зависимость модулей расхода K и скорости W от наполнения h лотка у борта проезжей части улиц шириной b (для асфальтированных и бетонных покрытий $n_ш=0{,}017$)**

h, м	Ширина улицы b, м							
	3,5		6		9		12	
	K, м³/с	W, м/с	K, м³/с	W, м/с	K, м³/с	W, м/с	K, м³/с	W, м/с
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	2,0	8,78	1,98	9,4	1,98	7,9	1,86	7,45
0,12	3,3	11,0	3,02	11,2	3,4	10,0	3,04	8,45
0,15	5,35	13,3	5,05	14,0	5,95	12,5	6,05	11,2

ПРИЛОЖЕНИЕ 9. **Суточные осадки H (мм) разной повторяемости (обеспеченности, %) в основных городах СССР**

Город	Суточные осадки, мм					
	1 раз в 5 лет (20 %)	1 раз в 2 года (39 %)	ежегодно 1 раз (86 %)	2 раза в году (86 %)	3 раза в году (95 %)	5 раз в году (99 %)
1	2	3	4	5	6	7
Мурманск	30	25	20	15	12,7	9,4
Хибины	34	28	23	18	15	11,6
Кандалакша	30	25	19	15	12,6	9,5
Петрозаводск	44	34	26	20	17	14,3
Архангельск	39	30	23	17	14	10,3
Череповец	40	33	27	22	18	15,4
Вологда	38	31	25	21	19	16,9
Сыктывкар	36	29	23	19	18	16,3
Ухта (Печеры)	37	30	23	17	14	10,3
Пярну	41	34	27	21	17	13,5
Таллин	39	30	24	19	16	14,1
Нарва	38	31	24	18	14	10,9
Воркута	30	25	20	16	14	13
Тарту	42	33	26	19	16	11,8
Вентспилс	37	30	25	20	17	14,6
Рига	41	34	28	22	19	15,3
Даугавпилс	49	39	31	23	18	14,0
Каунас	48	37	31	24	20,8	16,0
Калининград	51	38	30	23	20	17,3
Вильнюс	48	38	30	22	18	13,4
Витебск	48	37	29	23	21	18,4
Могилев	42	34	28	23	20	17,7
Минск	42	35	30	25	22	20,3
Гомель	48	38	29	23	20	18
Брест	50	40	33	25	17	12,6
Выборг	44	34	26	19	14	13,2
Лиепая	36	29	24	19	16	13,8
Клайпеда	42	34	27	22	19	17,2
Друскининкай	44	35	28	23	19	16,1

1	2	3	4	5	6	7
Паланга	40	33	27	20	17	13,7
Ленинград	39	31	24	18	15	12,4
Псков	47	39	31	23	18	13,1
Новгород	41	34	27	21	16	13,3
Волхов	38	31	24	18	15	11,5
Великие Луки	42	34	27	21	17	12,8
Калинин	40	33	27	21	18	15,4
Смоленск	44	37	28	22	19	15,8
Ярославль	42	34	28	21	18	15,1
Москва	40	33	27	22	20	18,5
Тула	39	32	26	20	17	14
Калуга	50	40	32	25	22	19,2
Владимир	43	34	28	22	19	15,7
Рязань	43	34	26	18	15	11,0
Орша	49	39	31	25	22	19,1
Бобруйск	53	43	34	26	23	18,9
Пинск	49	39	31	24	20	16,5
Брянск	43	35	29	23	20	18,0
Орел	47	34	26	19	16	13,9
Курск	51	37	27	21	18	16,1
Белгород	45	35	28	21	18	15,5
Новый Оскол	41	34	28	20	16	10,6
Тамбов	41	34	28	22	19	15,2
Липецк	41	32	25	20	17	15,3
Воронеж	42	32	24	19	17	14,5
Кострома	38	30	25	20	16	15,3
Горький	38	31	25	19	16	13,2
Йошкар-Ола	36	29	24	21	20	18,5
Чебоксары	42	31	23	16	13	10,3
Кингисепп	40	33	27	21	18	14,8
Старая Русса	44	34	27	21	19	17,3
Боровичи	34	28	23	19	17	15,9
Ржев	44	36	28	22	18	14,6
Вязьма	42	35	28	21	18	13,8
Киров	42	33	25	19	15	13,5
Саранск	47	34	26	20	17	15,0
Казань	38	29	23	18	16	15,0
Куйбышев	36	28	22	16	12	10,9
Пенза	46	36	27	21	18	15,0
Оренбург	33	26	20	14	12	8,6
Саратов	39	31	24	17	14	10,9
Кишинев	55	41	30	22	18	14,4
Ужгород	54	44	35	28	24	21,2
Львов	55	45	35	27	21	16,5
Винница	53	43	33	24	20	16,6
Чернигов	46	36	28	20	16	12,0
Киев	53	41	33	24	21	17,7
Житомир	43	35	29	25	23	14,7
Каховка	47	36	27	19	15	11,3
Измаил	50	39	31	22	18	13,9
Полтава	51	39	30	22	19	16,1
Черкассы	51	40	32	26	23	19,9
Кременчуг	50	39	30	21	15,9	11,9

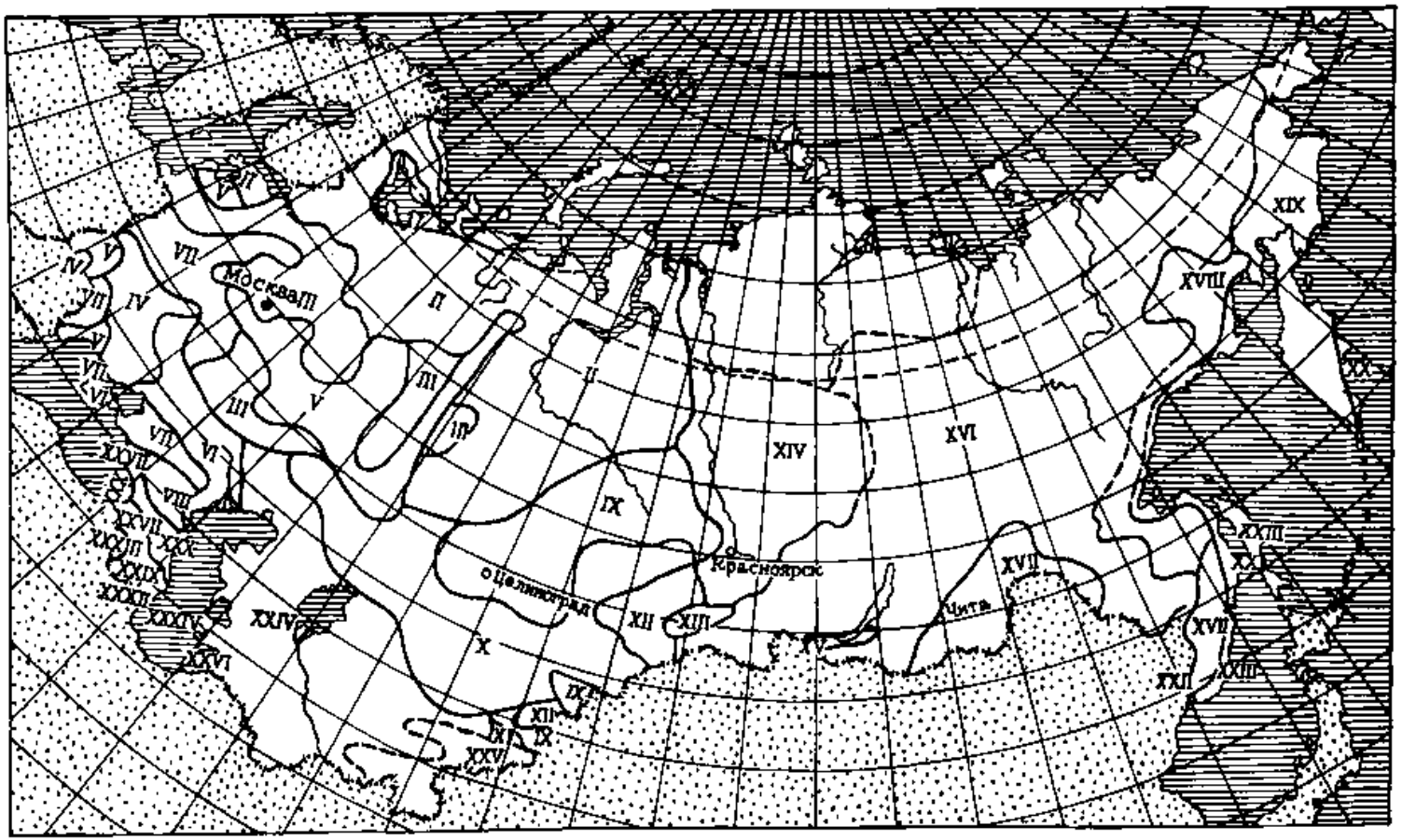
Продолжение прил. 9

1	2	3	4	5	6	7
Днепропетровск	42	33	26	20	17	14,3
Запорожье	52	40	30	22	18	14,1
Харьков	49	39	31	23	19	15,5
Ворошиловград	48	39	31	23	19	15,1
Мариуполь	47	38	29	21	16,6	12,6
Бердянск	43	35	27	20	16,4	13,5
Одесса	47	36	28	20	16	12,7
Николаев	60	44	31	21	19	17,2
Херсон	46	35	27	19	15	11,2
Джанкой	55	41	31	24	20	17,7
Севастополь	40	31	24	18	14	11,0
Симферополь	54	41	31	23	19	15,1
Алушта	49	36	26	17	13	8,8
Ялта	57	41	30	21	18	14,9
Донецк	50	38	29	19	17	15,6
Гурзуф	48	36	27	20	16	12,2
Керчь	61	47	35	23	19	14,3
Феодосия	48	37	29	21	17	12,9
Волгоград	34	27	21	15	12	9,4
Ростов-на-Дону	54	41	32	22	17	11,9
Астрахань	37	26	18	11	8	5,5
Краснодар	53	41	31	23	19	16,0
Ставрополь	50	41	33	26	23	20,4
Новороссийск	70	52	37	24	18	12
Железноводск	62	49	38	28	22	16,5
Ессентуки	50	41	33	25	21	16,4
Кисловодск	59	51	45	39	36	33
Сочи	98	80	64	50	43	36,4
Орджоникидзе	71	58	46	36	31	26,3
Нальчик	63	51	41	31	25	19,7
Сухуми	100	82	66	53	46	39,4
Поти	138	111	89	71	50	40
Кутаиси	86	69	57	48	44	40,9
Батуми	152	125	104	86	77	69
Грозный	54	41	31	21	16	11,3
Гагра	98	77	61	46	39	32,5
Боржоми	39	34	29	23	20	17,3
Тбилиси	60	45	35	27	23	15,8
Махачкала	46	36	28	20	16	12,7
Баку	27	20	15	12	10	8,8
Кировабад	30	24	19	14	11	8,7
Ленкорань	135	101	75	53	41	29
Кировакан	38	32	27	22	19	15,9
Ленинакан	35	29	23	18	16	13,9
Севан	36	29	24	20	18	16,7
Ереван	28	22	19	16	14	12,4
Пермь	38	31	24	19	17	14,5
Красноуфимск	40	32	26	19	15	11,8
Уфа	34	27	21	15	12	9,5
Златоуст	44	35	28	20	16	12,5
Свердловск	48	37	27	20	14	11,8
Курган	35	26	18	12	9	6,0
Челябинск	38	31	26	22	20	18,2

Продолжение прил. 9

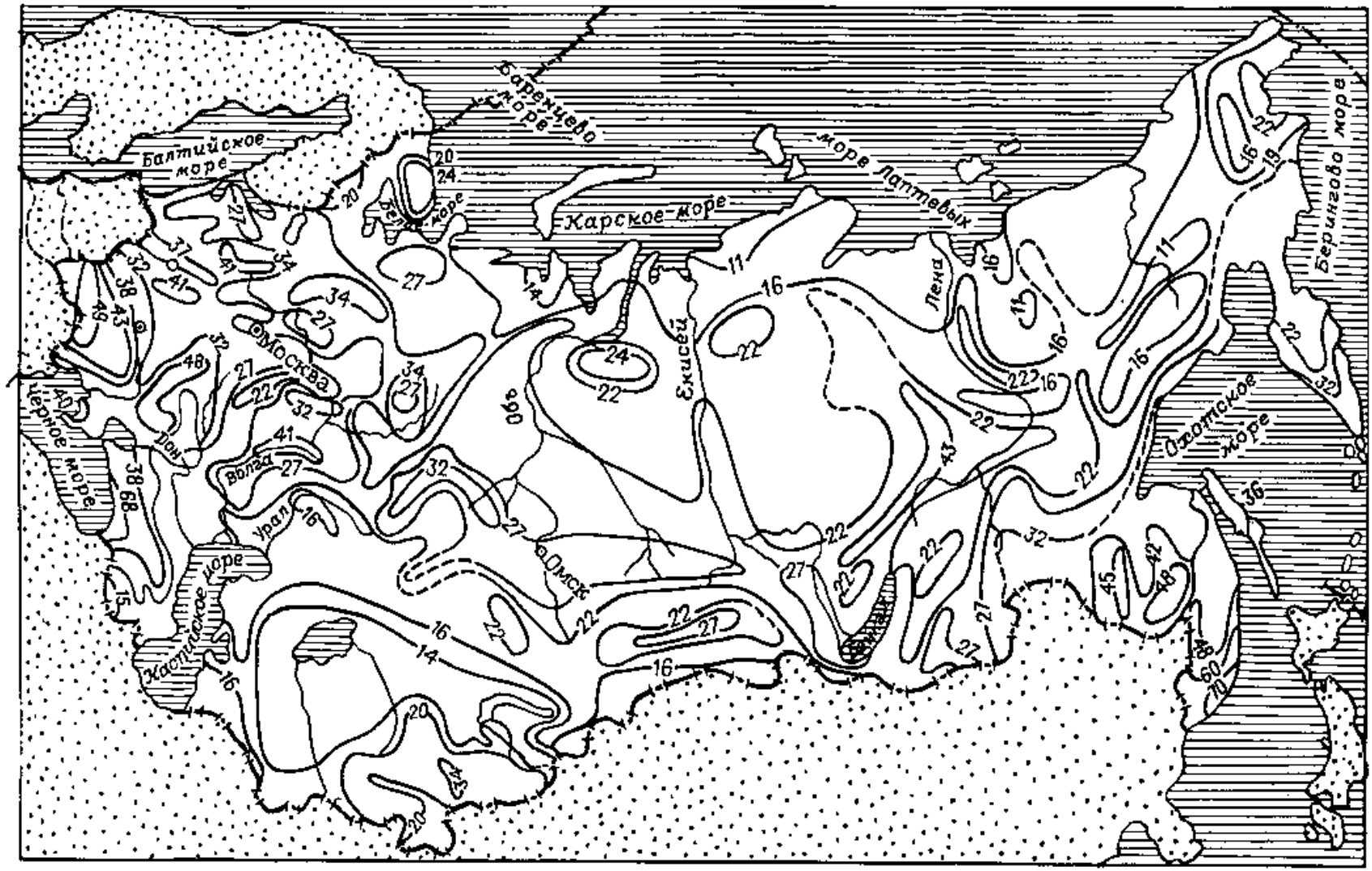
1	2	3	4	5	6	7
Магнитогорск	39	28	21	16	15	13,8
Актюбинск	30	24	18	13	11	8,0
Гурьев	25	18	13	10	8	6,9
Кустанай	34	26	19	14	12	9,4
Целиноград	35	26	20	13	10	7,7
Джамбул	34	27	20	14	11	8,0
Алма-Ата	46	38	32	25	22	18,3
Усть-Каменогорск	36	27	21	17	15	13,4
Караганда	30	23	17	13	10	7,9
Семипалатинск	27	21	16	12	10	7,9
Салехард	36	28	20	14	11	8,3
Сургут	37	31	25	19	16	12,8
Тюмень	45	34	26	18	14	10,0
Омск	38	28	20	14	12	9,1
Томск	40	32	24	19	16	13,7
Новосибирск	37	28	22	17	15	13,6
Барнаул	36	27	21	16	14	11,4
Бийск	35	29	24	19	16	13,6
Норильск	32	24	17	12	10,8	8,4
Енисейск	31	25	20	16	14	12,2
Ачинск	40	29	22	15	13	10,0
Красноярск	44	33	25	18	15	12,5
Минусинск	31	25	19	14	12	9,5
Братск	42	30	23	17	14	12,3
Иркутск	49	39	31	23	19	15,6
Улан-Удэ	41	31	19	17	14	11,0
Баргузин	38	29	23	18	15	12,9
Чита	40	33	27	22	20	18,1
Якутск	29	22	17	12	9	6,4
Верхоянск	22	16	12	9	7	5,3
Благовещенск	62	49	39	31	26	22,9
Николаевск-на-Амуре	50	40	31	24	21	17,9
Комсомольск-на-Амуре	60	48	37	27	22	18,6
Хабаровск	58	45	37	31	28	26
Владивосток	119	92	70	50	40	30,5
Находка	85	65	50	37	31	25,7
Советская Гавань	81	65	52	41	35	31,0
Анадырь	24	19	15	10	9	6,1
Петропавловск-Камчатский	90	68	52	38	33	26
Александровск	51	41	31	23	18	14,1
Южно-Сахалинск	65	52	41	31	26	19,4
Ташкент	35	30	24	19	15	11,6
Фрунзе	38	31	26	21	19	17,1
Душанбе	49	40	33	27	23	20
Ашхабад	31	25	20	15	12	9,0
Ленинабад	27	20	14	11	9	7,1
Кушка	35	29	24	18	14	11,2
Красноводск	21	15	11	8	7	6,3
Самарканд	32	26	21	16	13	10,6
Фергана	23	17	13	9	7	5,8
Андижан	28	23	18	13	10	7,2
Наманган	23	17	12	9	7	5,3

ПРИЛОЖЕНИЕ 10. **Границы укрупненных дождевых районов, на которые разбита территория СССР по типу кривой редукции осадков (см. прил. 8)**



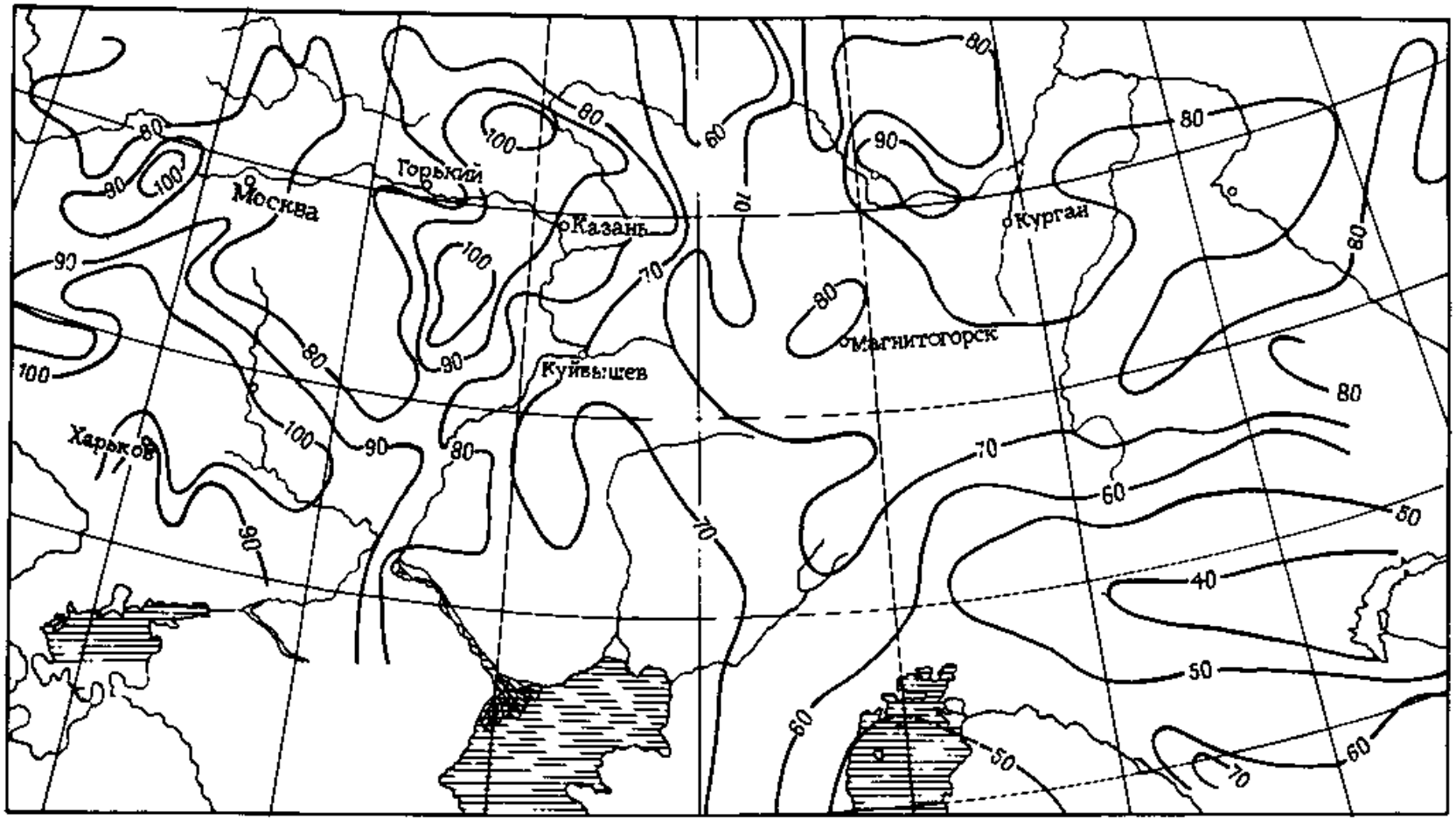
Карта дождевых районов

ПРИЛОЖЕНИЕ 11. **Изолинии суточного слоя дождевых осадков, повторяющихся в среднем 1 раз в год, по территории СССР** **(см. с. 208)**



Карта суточного слоя осадков на территории СССР с вероятностью превышения $p_\%$ = 63% за теплый сезон

ПРИЛОЖЕНИЕ 12. **Изолинии суточного слоя дождевых осадков, повторяющихся в среднем 1 раз в 100 лет, по центральной территории СССР**



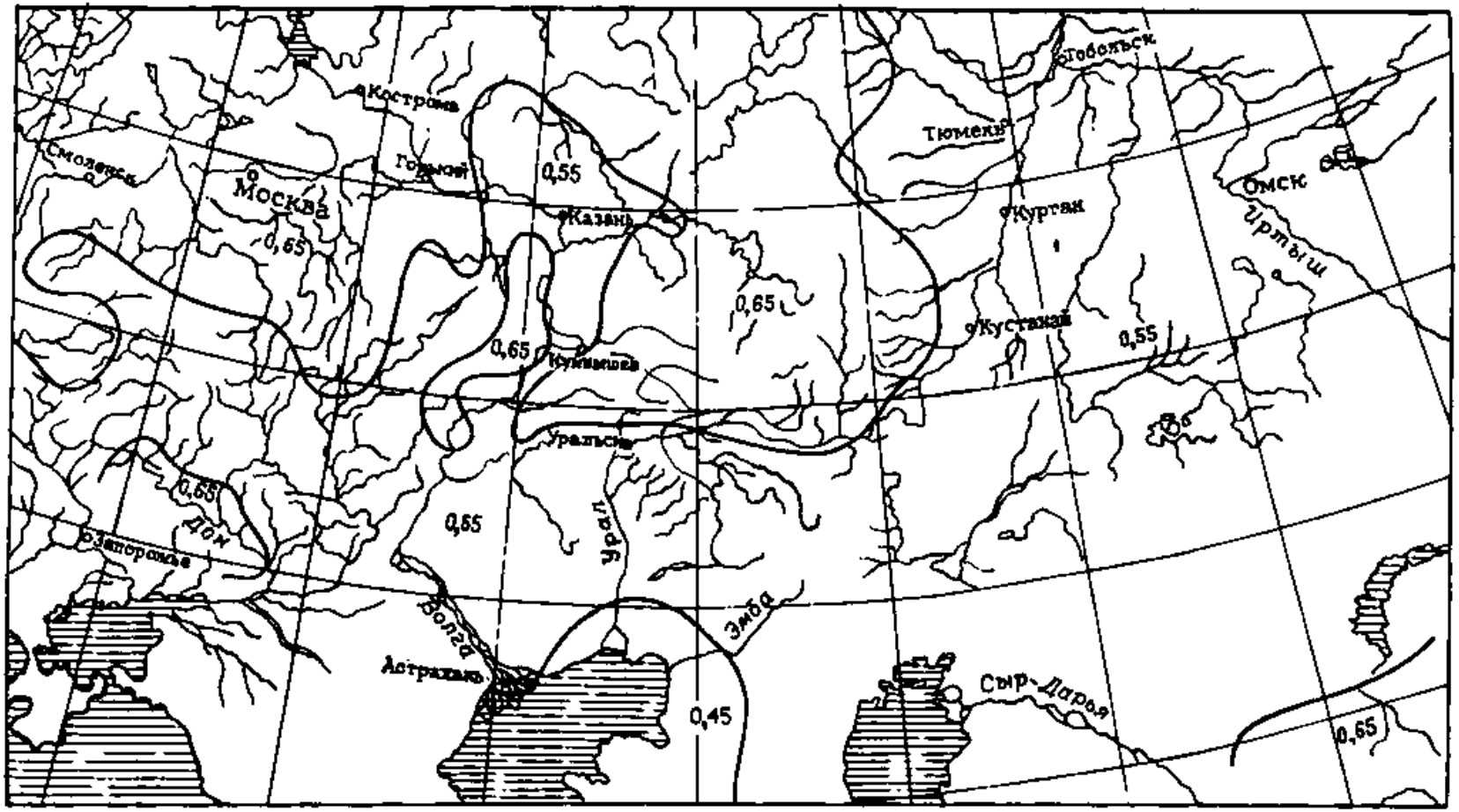
Карта слоя дождевых осадков H (в мм), повторяющихся 1 раз в 100 лет

ПРИЛОЖЕНИЕ 13. **Изолинии среднего числа дождей по центральной территории СССР, входящего в формулу (2.19)**



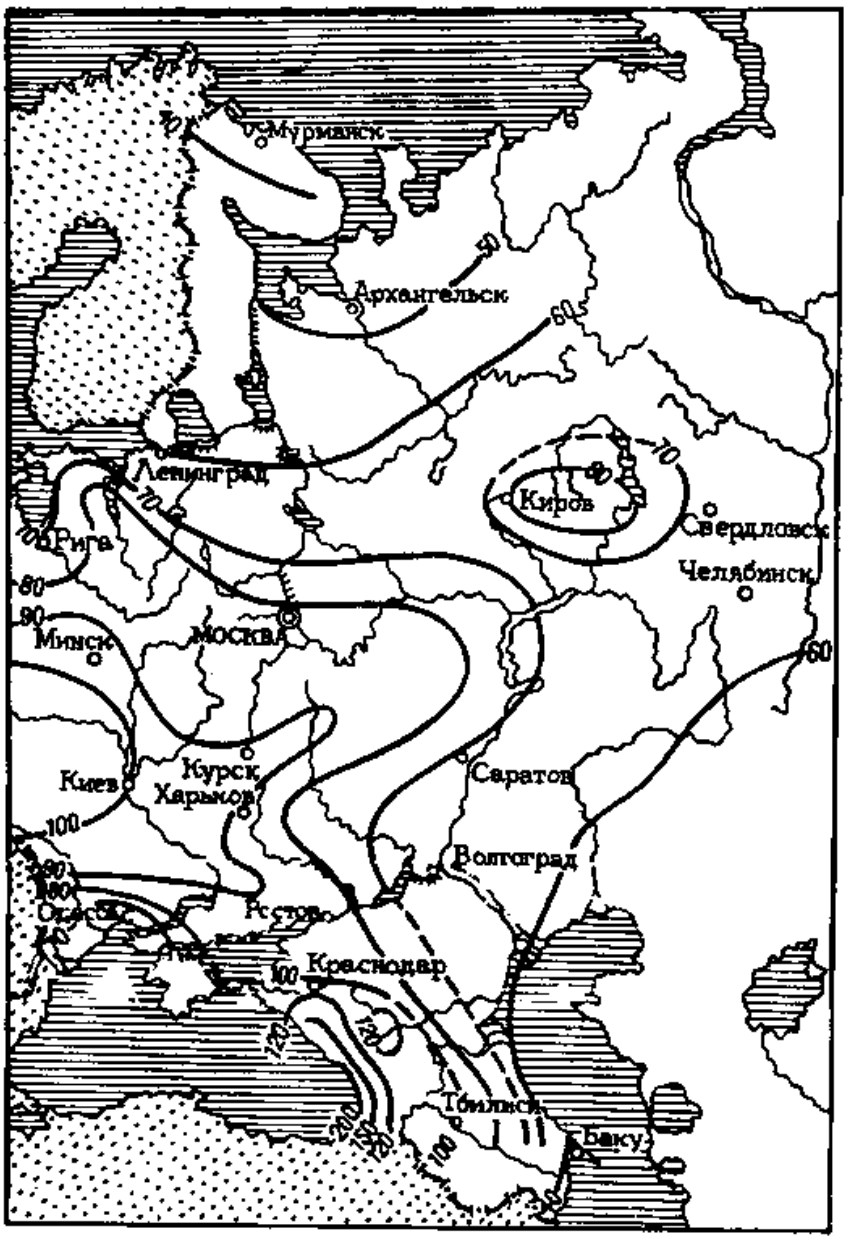
Карта среднего числа дождей за теплый период

ПРИЛОЖЕНИЕ 14. **Границы распределения показателя степени, входящего в формулу (2.19), по центральной территории СССР**



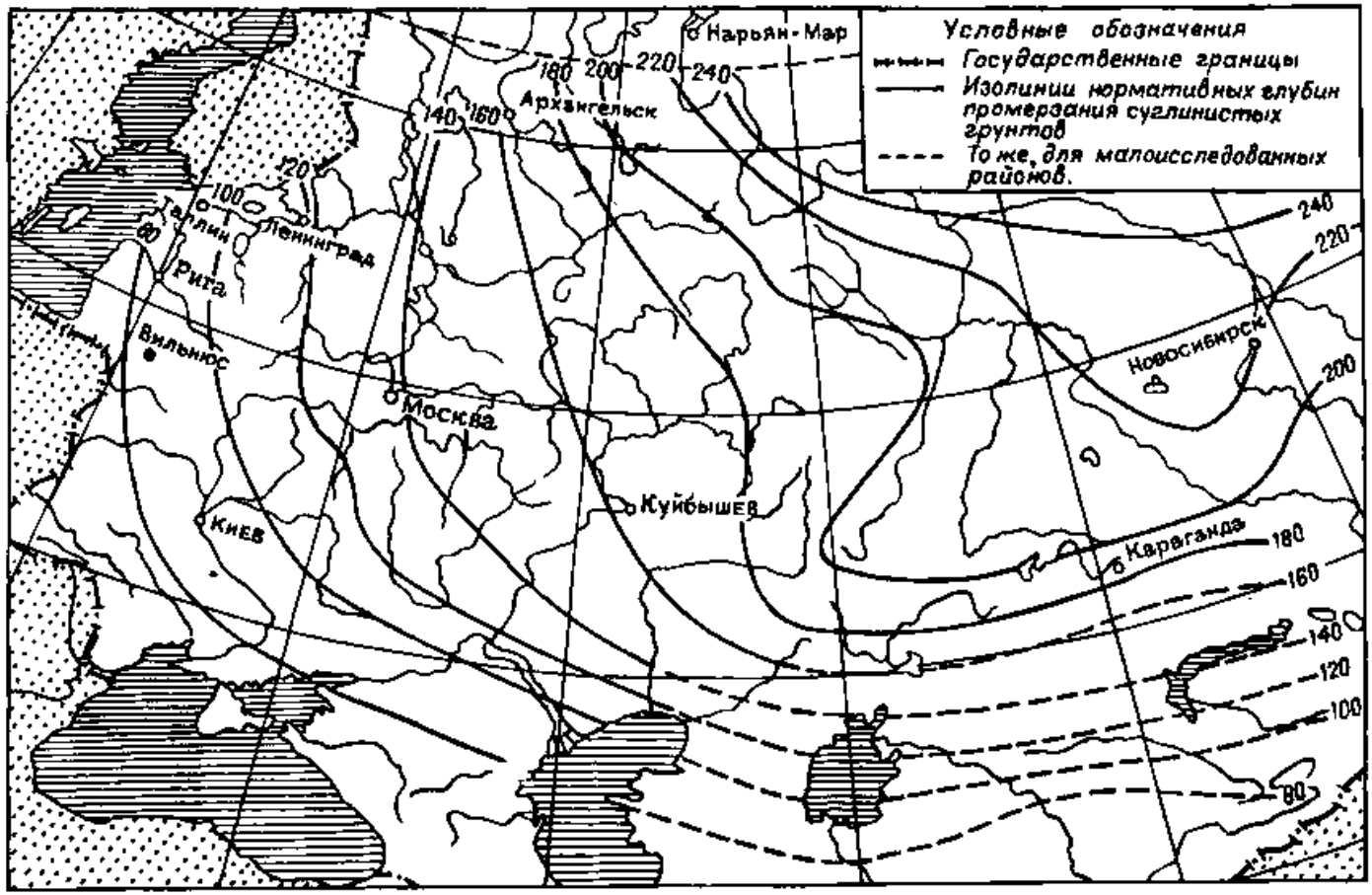
Карта районов параметра β [в уравнении $H = a(\lg m_r + \lg p)^{1/\beta}$]

ПРИЛОЖЕНИЕ 15. **Изолинии интенсивности дождей продолжительностью 20 мин с периодом однократного превышения 1 год на ЕТС СССР**



Значения величин q_{20} для европейской территории СССР

ПРИЛОЖЕНИЕ 16. **Изолинии распределения глубин промерзания грунтов по территории СССР**



Карта изолиний нормативных глубин промерзания грунтов.

ПРИЛОЖЕНИЕ 17. **Пропускная способность труб круглого сечения при их полном заполнении**

Диаметр, мм	Уклоны в тысячных									
	0,6		0,8		1		2		4	
	л/с	м/с	л/с	м/с	л/с	м/с	л/с	м/с	л/с	м/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
150	3,18	0,18	3,71	0,21	4,42	0,25	6,36	0,36	9,19	0,52
200	7,23	0,23	8,48	0,27	9,42	0,30	13,82	0,44	19,79	0,63
250	13,25	0,27	15,22	0,31	17,67	0,36	25,03	0,51	36,32	0,74
300	21,91	0,31	25,45	0,36	28,27	0,40	41,00	0,58	59,37	0,84
350	32,71	0,34	38,48	0,40	43,29	0,45	61,58	0,64	89,48	0,93
400	47,75	0,38	55,29	0,44	62,83	0,50	89,22	0,71	128,2	1,02
450	65,21	0,41	76,34	0,48	85,88	0,54	120,5	0,77	176,5	1,11
500	86,39	0,44	100,1	0,51	113,9	0,58	163,0	0,83	233,7	1,19
550	111,7	0,47	130,7	0,55	147,3	0,62	209,1	0,88	301,7	1,27
600	141,4	0,50	164	0,58	186,6	0,66	265,8	0,94	381,7	1,35
650	165,9	0,50	192,5	0,58	219,0	0,66	311,9	0,94	444,6	1,34
700	204,0	0,53	238,6	0,62	265,5	0,69	381,0	0,99	546,5	1,42
750	247,4	0,56	282,8	0,64	318,1	0,72	459,5	1,04	653,8	1,48
800	291,5	0,58	336,8	0,67	382,0	0,76	542,9	1,08	774,1	1,54
850	340,5	0,60	397,2	0,70	448,3	0,79	641,2	1,13	907,9	1,60
900	400,8	0,63	464,4	0,73	521,7	0,82	744,3	1,17	1062	1,67
950	460,7	0,65	538,7	0,76	602,5	0,85	864,8	1,22	1226	1,73
1000	534,1	0,68	612,6	0,78	691,2	0,88	989,6	1,26	1406	1,79
1100	684,2	0,72	788,8	0,83	893,3	0,94	1254	1,32	1806	1,90
1250	957,2	0,78	1104	0,90	1252	1,02	1792	1,46	2528	2,06
1400	1293	0,84	1493	0,97	1678	1,09	2401	1,56	3414	2,22
1500	1537	0,87	1802	1,02	2014	1,14	2880	1,63	4100	2,30
1600	1850	0,92	2131	1,06	2393	1,19	3418	1,70	4825	2,40
1750	2333	0,97	2694	1,12	3031	1,26	4329	1,80	6134	2,55
1900	2892	1,02	3346	1,18	3771	1,33	5359	1,89	7627	2,69
2000	3390	1,06	3864	1,23	4335	1,38	6158	1,96	8765	2,79
2250	4533	1,14	5248	1,32	5885	1,48	8429	2,12	11888	2,99
2500	5989	1,22	6921	1,41	7805	1,59	11143	2,27	15757	3,21

Диаметр, мм	Уклоны в тысячных									
	6		8		10		20		40	
	л/с	м/с	л/с	м/с	л/с	м/с	л/с	м/с	л/с	м/с
1	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
150	11.31	0,64	13,08	0.74	14,84	0,84	21,20	1,20	30,22	1,71
200	24.50	0,78	28,59	0,91	32,35	1,03	45,87	1,46	65.66	2,09
250	44.67	0,91	52,03	1,06	58,41	1,19	83,45	1,70	118,3	2,41
300	72.81	1,03	84.82	1,20	95,43	1,35	135,7	1,92	193,0	2,73
350	110.6	1,15	128.0	1,33	144,3	1,50	205,9	2,14	291.5	3,03
400	158,3	1,26	183.5	1,46	206.1	1,64	295,3	2,35	415,9	3,31
450	216.3	1,36	251,3	1,58	284,7	1,79	402,4	2,53	571,0	3,59
500	286.7	1,46	333.8	1,70	377.0	1,92	534.1	2,72	759,9	3,87
550	370.6	1,56	432,4	1,82	487.0	2,05	699,0	2,90	978,8	4,12
600	469,4	1,66	542,9	1,92	616,4	2,18	870,8	3,08	1233	4,36
650	547,5	1,66	633,8	1,91	716.8	2,16	1015	3,06	1434	4,32
700	665,8	1,73	769,7	2,00	869.7	2,26	1235	3,21	1747	4,54
750	795,2	1,80	927.8	2,10	1043	2,36	1480	3,35	2094	4,74
800	944,9	1,88	1106	2,20	1242	2,47	1759	3,50	2488	4,95
850	1112	1,96	1294	2,28	1459	2,57	2066	3,64	2917	5,14
900	1298	2,04	1508	2,37	1698	2,67	2405	3,78	3391	5,33
950	1503	2,12	1737	2,45	1963	2,77	2764	3,90	3913	5,52
1000	1728	2,20	1987	2,53	2246	2,86	3173	4,04	4477	5,70
1100	2214	2,33	2566	2,70	2880	3,03	4067	4,28	5778	6,08
1250	3092	2,52	3596	2,93	4050	3,30	5695	4,64	8075	6,58
1400	4156	2,70	4834	3,14	5434	3,53	7635	4,96	10852	7,05
1500	5001	2,83	5814	3,29	6521	3,69	9154	5,18	13023	7,37
1600	5951	2,96	6876	3,42	7741	3,85	10877	5,41	15521	7,72
1750	7529	3,13	8683	3,61	9766	4,06	13734	5,71	19555	8,12
1900	9356	3,30	10774	3,80	12107	4,27	17097	6,03	–	–
2000	10781	3,40	12346	3,93	13823	4,40	19509	6,21	–	–
2250	14592	3,67	16779	4,22	18886	4,75	26640	6,70	–	–
2500	19193	3,91	22226	4,53	24936	5,08	35342	7,20	–	-

Азотсодержащие соединения 132, 134

Бактериальная загрязненность 131, 128
Бассейн поверхностного стока 76, 77
Биноминальная кривая обеспеченности 31

Ветви присоединительные 11
Водослив 102
Время добегания капли дождя 38, 39
— поверхностной концентрации 58
— протока воды по лоткам 59
— — — по трубопроводам 60
Водность атмосферных осадков 24
Водоемы, водотоки 9
Водопропускное отверстие 103
Воды атмосферные 4
бытовые 4
— дренажные 8
— дождевые 5
— поверхностные 4
поливомоечные 6
— талые 6
Выбор системы водоотведения 180
Выпуски сточных вод 76, 77, 109—111
Высотная установка дождевой сети 79

Гидравлическая крупность частиц 136
Гидравлический диаметр 49, 50
— радиус 49, 50
Гидрограф стока 37, 46, 113
Глубина заложения дождевой сети 79
— — — минимальная 79
— — — начальная 80
— — — максимальная 80
— коллекторов 79
Гребень водослива 102

Детали колодцев 91, 92
— — горловина 92
— — лотки 92
— — рабочая часть 91
Динамика изменения загрязненности 125, 134—137
Дождемер 16
Дождеприемники, устройство и назначение 97—100
— расположение на трассе 100
Донный слив 102

Жесткость дождевого стока 129, 132, 134

Загрязненность стока дождевого 122 134
— — поверхностного 134
— — талого 128, 132, 133, 136
Закон Пуассона 15
Закрытые резервуары 116
Запах дождевого стока 129
Затопленный выпуск 109

Изогиеты 24
Интенсивность выпадения дождя 13, 28
дождя продолжительностью 20 минут 31
— Жорди 23
— таяния снега 42

Канава водоотводная 90
— перехватывающая 11, 12
Камеры поворотные 93, 94
— разделительные 6
— соединительные 94
Каналы 85, 86
Капиталовложения 183
Кинетика отстаивания 144—147
Кислотные дожди 124
Количество загрязнений 135
Коллектор главный 76
— — для бытовых вод 7

– — общесплавной 6
– перехватывающий 76, 77
– уличный 76, 77
Колодцы 11, 88, 89, 91
– перепадные 95—97
— смотровые 91, 92
Константа смыва загрязнений 135
Конструкция разделительных камер 102
Концентрация взвешенных веществ 136
— загрязнений 136
— — в талом стоке 136
— — по БПК 128, 129, 131—134
— — по взвешенным веществам 127—129, 131—133
— — по нефтепродуктам 128, 129, 132, 133
— по ХПК 129, 131—134
Коэффициент асимметрии 31, 45
— вариации 31, 45
— вида поверхности 37
– годового стока 35
– динамики накопления загрязнений 135
– напорности 69
– неравномерности выпадения осадков по площади 17, 25, 26
– разделения 108
— расхода 104, 105
— объема регулирования резервуара 114
– регулирования 114
— — опорожнения 114
— свободной емкости коллекторов 56
– стаивания снега 45
— стока 36, 37
— Шези 49
Крупнокапельные обложные дожди 15
Кюветы 90

Ливнеотводы 7, 102
Ливневые дожди 16
Ливнеспуски 78, 102
Логарифмическая нормальная кривая обеспеченности 31
Лотки открытые внутриквартальные 10, 12
— — уличные 12

Магистрали дождевые 7, 10
– уличные для бытовых вод 7
– — дождевые 10, 78
Маршрут сети 65
Мезомасштаб 17
Мелкокапельные дожди ливневые 16
— — обложные 15
Метод проходки 65
Модуль расхода 49–51
– скорости 49—51
Минимальные расстояния в плане от трубопроводов до других сооружений 79
— — по вертикали 80, 81
Морось 13

Напор 104
Насыщение почвы влагой 34
Нижний бьеф 103

Обеспеченность 14
Общая масса годового сброса 184
Общий слой стока 32
Осадкомер 20
Осевые насосы 118
Основание под трубы 87
Основная загрязненность 135
Отводящий трубопровод 102
Открытые резервуары 116
Очистка, адсорбция 156
– биологическая 156 –159
– отстаиванием 144—147
— с применением реагентов 152, 154, 155
— фильтрованием 151—155
Очистные сооружения 148
– — горизонтальные отстойники 148
— — биологическая контактная стабилизация 156, 158, 159
— — биологические пруды 159
— — каркасно засыпные фильтры 151 –153
– — контактно-стабилизационный метод 158
— – нефтеловушки 148
— – песколовки 147
— – пруды-отстойники 148
— – тонкослойные отстойники 148—151

ОГЛАВЛЕНИЕ

Список сокращений 3

Предисловие 4

Глава 1. Общая характеристика систем водоотведения и способы отведения поверхностного стока 6

1.1. Системы водоотведения 6
1.2. Отведение поверхностного стока от жилых кварталов. Размещение дождеприемников 10

Глава 2. Расчет стока поверхностных вод с застроенных территорий 12

2.1. Основные закономерности выпадения дождей 12
2.2. Способы измерения различных параметров дождей . . . 19
2.3. Поля атмосферных осадков 24
2.4. Формирование дождевого стока 27
2.5. Расчетные формулы интенсивностей выпадения дождей . . 28
2.6. Коэффициент стока 32
2.7. Определение максимальных расчетных расходов дождевых вод 37
2.8. Сток талых и поливомоечных вод 41

Глава 3. Гидравлический расчет сетей водоотведения 48

3.1. Основное уравнение движения дождевых стоков 48
3.2. Понятие о свободной емкости коллекторов и ее заполнении 51
3.3. Расчет дождевых сетей водоотведения 58
3.4. Принципы расчета дождевых сетей водоотведения с помощью ЭВМ 64
3.5. Принцип технико-экономического расчета сетей водоотведения 67
3.6. Расчет дождевой сети, работающей под напором 68
3.7. Особенности расчета сетей полураздельной системы водоотведения 70

Глава 4. Проектирование сетей водоотведения. Конструкции сооружений на сетях 76

4.1. Трассирование сетей водоотведения 76
4.2. Высотная установка дождевой сети 79
4.3. Трубы и каналы, применяемые для закрытых дождевых сетей. Открытые дождевые сети 82
4.4. Колодцы и камеры 91
4.5. Дождеприемники 97
4.6. Разделительные камеры 102
4.7. Выпуски дождевых вод 109

Глава 5. Регулирование и перекачка дождевых вод 112

5.1. Регулирование дождевых вод. Расчет и устройство регулирующих резервуаров 112
5.2. Перекачка поверхностного стока и особенности проектирования насосных станций 117

Глава 6. Загрязненность поверхностного стока и его влияние на состояние водных объектов 121

6.1. Основные загрязнители поверхностного стока 121

6.2. Характеристика поверхностного стока городских территорий . 127
6.3. Характеристика поверхностного стока промышленных площадок 131
6.4. Динамика изменения загрязненности поверхностного стока . 134
6.5. Влияние поверхностного стока на состояние водных объектов 137

Глава 7. **Очистка поверхностного стока. Конструкции сооружений** . 138

7.1. Определение количества сточных вод, поступающих на очистку 138
7.2. Схемы отведения и очистки поверхностного стока . . . 140
7.3. Отстаивание. Конструкции различных типов отстойных сооружений 144
7.4. Фильтрование поверхностного стока 151
7.5. Биологическая доочистка поверхностного стока 156
7.6. Состав очистных сооружений и способы их расчета . . . 159

Глава 8. **Использование поверхностного стока для снабжения водой промышленных предприятий** 167

8.1. Требования к степени очистки поверхностного стока при использовании его в системах технического водоснабжения . . 167
8.2. Технологические свойства поверхностного стока 168
8.3. Кондиционирование поверхностного стока 173
8.4. Примеры использования поверхностного стока в системах технического водоснабжения 176

Глава 9. **Технико-экономические и экологические аспекты при проектировании сооружений для отведения и очистки поверхностного стока** 180

9.1. Выбор системы водоотведения 180
9.2. Определение общей экономической эффективности затрат на очистку поверхностного стока 182
9.3. Определение годового экономического эффекта от использования поверхностного стока для технических целей и внедрения прогрессивных решений 188
9.4. Технико-экономические показатели различных методов очистки поверхностного стока 190

Приложения 192

Предметный указатель 216

Список литературы 220

Учебник

Дикаревский Виталий Сергеевич
Курганов Анатолий Матвеевич
Нечаев Алексей Петрович
Алексеев Михаил Иванович

ОТВЕДЕНИЕ И ОЧИСТКА ПОВЕРХНОСТНЫХ СТОЧНЫХ ВОД

Зав. редакцией **Н. Д. Днепрова**
Редактор **М. Е. Васильева**
Художник-оформитель **В. Н. Нечаев**
Художественный редактор **О. В. Сперанская**
Технический редактор **В. В. Живнова**
Корректоры **Т. Б. Вершкова** и **Н. С. Лукьянчук**

ИБ № 4599

Сдано в набор 13.07.89. Подписано в печать 15 02 90. М-32553. Формат 60×88¹/₁₆ Бумага офсетная. Гарнитура «Литературная». Печать офсетная. Усл печ. л. 14,0. Уч.-изд. л. 15,9. Усл. кр.-отт. 14,25. Тираж 15 500 экз Заказ № 844. Изд. № 2524Л Цена 60 коп.

Стройиздат Ленинградское отделение
191011 Ленинград, пл. Островского, 6

Типография им. Котлякова издательства «Финансы и статистика»
Государственного комитета СССР по делам печати.
195273, Ленинград, ул. Руставели, 13