

Министерство образования и науки Российской Федерации
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

ВОДООТВОДЯЩИЕ СЕТИ

Методические указания к курсовому проекту

Составители Э. П. Доскина, Т. Д. Кичева, С. Г. Коган



© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный
архитектурно-строительный университет», 2013

Волгоград
ВолГАСУ
2013

УДК 628.2 (076)
ББК 38.761.106 я 73
В624

Водоотводящие сети [Электронный ресурс]: методические указания к курсовому проекту / М-во образования и науки Рос. Федерации, Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т ; сост. Э. П. Доскина, Т. Д. Кичева, С. Г. Коган. — Электронные текстовые и графические данные (6,6 Мбайт). — Волгоград : ВолГАСУ, 2013. — Учебное электронное издание : 1 CD-диск. — Систем. требования: PC 486 DX-33; Microsoft Windows XP; 2-скоростной дисковод CD-ROM; Adobe Reader 6.0. — Официальный сайт Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Режим доступа: <http://www.vgasu.ru/publishing/on-line/> — Загл. с титул. экрана.

Рассмотрены вопросы проектирования бытовой и дождевой канализации города. Приведены основные положения по выбору системы и схемы канализации, трассировки сети, определению расчетных расходов и гидравлическому расчету.

Для студентов специальностей 270112 «Водоснабжение и водоотведение» дневной, заочной и заочной сокращенной форм обучения, 270800.62 — профиль подготовки «Водоснабжение и водоотведение».

Для удобства работы с изданием рекомендуется пользоваться функцией Bookmarks (Закладки) в боковом меню программы Adobe Reader.

УДК 628.2 (076)
ББК 38.761.106 я 73

Нелегальное использование данного продукта запрещено

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Исходные данные и общие вопросы проектирования	4
1.1. Исходные данные для проектирования. Объем и состав проекта	4
1.2. Расчетные сроки и очередность строительства	5
1.3. Обоснование и изыскания	9
1.4. Выбор системы и схемы водоотведения	9
2. Производственно-бытовая сеть отдельной системы водоотведения	10
2.1. Выбор площадки очистных сооружений и трассировка сети	10
2.2. Определение расчетных расходов	13
2.3. Гидравлический расчет и проектирование сети	18
3. Дождевая сеть	30
3.1. Трассировка сети, выбор бассейна стока для детального проектирования	30
3.2. Определение расчетных расходов	34
3.3. Гидравлический расчет дождевой сети	37
4. Примеры расчета отдельной системы канализации	42
Список используемой литературы	54
Приложение	55

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ И ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1.1. Исходные данные для проектирования.

Объем и состав проекта

Для составления проекта студенту выдаются генеральный план города в масштабе 1 : 10 000 (1 : 5000) с горизонталями через 1...2 м и текст задания (основные исходные данные).

Для студентов дистанционной формы обучения текст задания приведен в табл. 1 и принимается по последней цифре номера зачетной книжки, для студентов дневного отделения эти данные могут быть дополнены руководителем проекта.

Проект состоит из двух частей: графической (2 листа чертежей формата А1 для студентов дневной формы обучения и одного листа для студентов заочной и заочной сокращенной форм обучения) и расчетно-пояснительной записки на 25...35 страницах.

Состав графической части проекта для студентов дневной формы обучения:

1) план производственно-бытовой и дождевой канализационной сети, нанесенный на генплан города в масштабе 1 : 5000, с указанием мест расположения насосных станций, дюкеров, очистных сооружений и выпусков;

2) профиль главного коллектора производственно-бытовой сети от диктующей точки и коллектора одного бассейна стока дождевой сети в масштабах: горизонтальный 1 : 5000 и вертикальный 1 : 100;

3) конструкция одного смотрового или узлового колодца (план и разрезы) в масштабе 1 : 20 с привязкой к местным условиям и составлением спецификации основных элементов с учетом ГОСТов.

Состав графической части проекта для студентов заочной и заочной сокращенной форм обучения:

1) план производственно-бытовой канализационной сети, нанесенный на генплан города в масштабе 1 : 5000, с указанием мест расположения насосных станций, дюкеров, очистных сооружений и выпусков;

2) профиль главного коллектора производственно-бытовой сети от диктующей точки в масштабах: горизонтальный 1 : 5000 и вертикальный 1 : 100.

Расчетно-пояснительная записка включает:

1) введение;

2) исходные данные для проектирования;

3) обоснование принятой системы и схемы канализации, мест расположения дюкеров, насосных станций, очистных сооружений, выпусков дождевой сети;

- 4) принятые нормы проектирования, ГОСТы, расчетные формулы, таблицы, графики;
- 5) проектирование производственно-бытовой сети;
- 6) проектирование дождевой сети;
- 7) выбор материалов труб, стыковых соединений, колодцев, основания под трубопроводы;
- 8) список используемой литературы.

Расчетно-пояснительная записка и чертежи должны быть подписаны студентом и руководителем проекта.

При определении степени готовности проекта по ходу проектирования может быть принята ориентировочно следующая трудоемкость отдельных этапов:

- 1) изучение исходных данных, подбор литературы и других вспомогательных материалов — 5 % от общего объема;
- 2) составление схемы канализации, трассировка сети — 8 %;
- 3) определение расчетных расходов и гидравлический расчет производственно-бытовой сети — 35 %;
- 4) определение расчетных расходов и гидравлический расчет коллектора дождевой сети — 20 %;
- 5) составление профиля главного коллектора и чертежей сооружений на сети — 17 %;
- 6) оформление расчетно-пояснительной записки и чертежей — 15 %.

В работе над проектом могут быть использованы методические разработки по конструированию сети В. Л. Матасова и числовые примеры расчета отдельных сооружений, приведенные в работах Г. П. Медведева, Ю. Д. Шутова и М. И. Алексеева.

1.2. Расчетные сроки и очередность строительства

Перспективный (расчетный) срок строительства и развития городов и поселков следует принимать 25...30 лет, а для сельских населенных мест — 15...20 лет в соответствии с организационно-хозяйственными планами. Срок первой очереди строительства — 5 лет. При этом предусматривается возможность дальнейшего развития населенного места с учетом использования прилегающих территорий.

В населенных местах, независимо от численности населения, климатических, географических и других условий, следует предусматривать все виды инженерного оборудования, в том числе и канализацию, таким образом, чтобы проектирование производилось с учетом очередности строительства и, как правило, проводилось комплексно, одновременно с созданием систем водо-, тепло-, газо-, электроснабжения и др. При современном индустриальном строительстве особое значение приобретает опережающее по темпам проектирование и строительство подземных сетей по сравнению с темпами застройки промышленных и селитебных территорий.

Таблица 1.1

Исходные данные для проектирования водоотводящей сети города

Наименование данных	Последняя цифра зачетной книжки										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Местоположение города (область)	Ростовская	Ленинградская	Вологодская	Новгородская	Калининская	Ярославская	Кировская	Астраханская	Самарская	Волгоградская	
Плотность населения											
1-го района, чел./га	290	300	400	320	400	380	400	320	300	340	
2-го района, чел./га	350	400	300	350	300	300	300	400	380	390	
Водопровод и канализация без ванн (ВК); водопровод, канализация, ванны с местными водонагревателями (ВКВн); водопровод, канализация, ванны, центральное горячее водоснабжение (ВКВнГв)	ВК	ВК ВнГв	ВК Вн	ВК Вн	ВК	ВК ВнГв	ВК ВнГв	ВК Вн	ВК	ВК Вн	
Для определения расходов из зданий коммунального и общественного назначения	Пропускная способность бань, % от численности населения в сутки	5	2	3	3	5,5	1,5	2	2,5	6	2,5
	Производительность прачечных, тонн сухого белья в сутки	8	12	11	7	13	6	14	12	9	6
Для определения расходов, не входящих в норму водоотведения	Автопредприятия. Количество грузовых автомашин и автобусов	100	90	120	100	80	90	100	90	100	80
	Гостиницы. Число мест на 1000 чел. населения	3	5	7	6	4	6	5	4	3	6

Продолжение табл. 1.1

Наименование данных	Последняя цифра зачетной книжки										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Характеристика грунтов	Песок	Суглинок	Супесь	Суглинок	Песок	Супесь	Глина	Песок	Известняк	Суглинок	
Агрессивность грунтовых вод к бетону	Неагр.	Неагр.	Неагр.	Агрес.	Агрес.	Неагр.	Неагр.	Агрес.	Неагр.	Неагр.	
Средняя глубина залегания грунтовых вод, м	3	2	4	3	2	4	5	4	6	3	
Наименование промпредприятия	Мясокомбинат	Кожевенный завод	Завод рыбоконсервный	Завод сыродельный	Завод пластмасс	Коксохимический завод	Бумажный комбинат	Текстильная фабрика	Сахарный завод	Молочный завод	
Количество смен	3	2	2	3	3	3	2	3	3	2	
Объем продукции выпускаемой	в сутки	200	10	100	330	20	280	30	7	100	250
	в первую смену	100	7,5	70	150	12	180	20	5	60	150
Общее количество работающих на предприятии	в холодных цехах по сменам:										
	1-я — 8 до 16 ч.	300	400	250	200	500	200	500	200	180	200
	2-я — 16 до 24 ч.	200	20	150	150	200	100	100	100	90	100
	3-я — 0 до 8 ч.	100	—	—	100	100	100	—	100	50	—
	в горячих цехах по сменам:										
	1-я — 8 до 16 ч.	40	150	50	150	200	100	200	100	60	40
2-я — 26 до 24 ч.	20	100	20	100	100	100	200	50	30	20	
3-я — 0 до 8 ч.	20	—	—	50	100	100	—	50	20	—	
Количество рабочих, пользующихся душем, %	в холодных цехах по сменам	15	20	40	30	25	50	40	25	30	35
	в горячих цехах по сменам	50	60	70	40	50	30	80	60	40	50

Окончание табл. 1.1

Наименование данных		Последняя цифра зачетной книжки									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Характеристика микрорайонов бассейна стока по роду поверхностей, %	кровли и асфальтобетонные покрытия	22	23	40	20	23	22	50	21	20	45
	брусчатые мостовые	6	5	10	8	12	10	20	12	6	5
	булыжные мостовые	10	14	6	6	6	6	5	10	8	15
	грунтовые поверхности	28	27	25	30	30	28	15	28	30	15
	газоны	34	31	19	36	29	34	10	29	36	20
Расход условно-чистых вод промпредприятия, л/сек		12	17	22	14	18	18	20	11	18	15
Преобладающее направление ветров в теплый период года		Ю-З	Ю	Ю-В	Ю-З	З	С-В	С-З	С-З	Ю-В	В

Примечание. На генеральном плане указаны отметки горизонта низких вод (ГНВ), горизонта ледостава (ГЛ), глубины водоема ($H_{\text{вод}}$) и толщины ледяного покрова (ТЛ).

1.3. Обоснование и изыскания

Перед началом проектирования студенту выдаются текст задания и план объекта в масштабе 1 : 10 000 (1 : 5000).

Для проектирования необходимы топографические, гидрогеологические и гидрологические данные изысканий. Большая часть этих данных приведена в задании, но студент должен их внимательно изучить и знать, учитывая, что в проектной организации, а также перед дипломным проектированием ему придется самостоятельно собирать все необходимые данные для проектирования.

Топографические данные собираются и уточняются в первую очередь, поскольку они необходимы для правильной трассировки сети. Весьма важным являются и геологические изыскания, позволяющие иметь ясную картину о грунтах на будущих трассах коллекторов и сооружениях на них. Гидрогеологические исследования позволят установить отметки уровней грунтовых вод и характер их агрессивности по отношению к материалу труб, колодцев и других сооружений, методы производства работ. Гидрологические характеристики водоема необходимы для проектирования выпусков, выбора системы канализации, а также для выбора метода очистки сточных вод (курсовой проект № 2 «Очистные сооружения» будет продолжением этого проекта).

1.4. Выбор системы и схемы водоотведения

Выбор системы канализации проводят в зависимости от комплекса местных условий, санитарных требований и технико-экономических показателей.

К комплексу местных условий относятся: число жителей, развитие промышленности, наличие и мощность водных потоков, уровень благоустройства жилых зданий и территории города и др.

Санитарные требования при выборе системы канализации определяются условиями охраны здоровья населения города и прилегающих территорий от вредного влияния отходов и нечистот, загрязняющих почву, воду, воздух.

Технические и экономические требования сводятся к обеспечению быстрого и наиболее эффективного отведения и обработки сточных вод.

При отсутствии ярко выраженных местных условий, диктующих применение той или иной системы канализации, разрабатывают варианты и производят технико-экономическое и санитарно-гигиеническое их сравнение.

В [1] более подробно приводятся достоинства и недостатки каждой из систем канализации и возможность применения любой из них в зависимости от комплекса местных условий.

Сопоставляя исходные данные для проектирования, полученные в задании с рекомендациями [1], студент обосновывает выбор той или иной системы канализации. Это обоснование с подробной мотивировкой каждого положения приводится в пояснительной записке. Аналогично обосновывается и выбирается схема канализации.

Неправильный выбор либо недостаточное обоснование системы или схемы канализации могут привести к неверному решению всего проекта. Поэтому студентам дистанционной формы обучения желательно, а дневного обучения обязательно согласовывать выбранную систему и схему канализации с руководителем проекта.

2. ПРОИЗВОДСТВЕННО-БЫТОВАЯ СЕТЬ РАЗДЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ВОДООТВЕДЕНИЯ

Проектирование производственно-бытовой канализационной сети, транспортирующей бытовые (хозяйственно-фекальные) и производственные стоки, состоит в определении бассейнов водоотведения и диктующих точек, назначении минимальной глубины заложения сети, определении расчетных участков сети и расчетных расходов, гидравлическом расчете, конструировании сети и сооружений на ней, составлении продольных профилей сети.

Решение любого из перечисленных вопросов должно быть принято путем технико-экономического сравнения конкурирующих вариантов.

2.1. Выбор площадки очистных сооружений и трассировка сети

На плане территории города выбирается место для площадки очистных сооружений канализации (ОС). Это то место, куда наикратчайшим путем должны быть отведены бытовые сточные воды. Выбор этого места зависит от планировки. Как правило, ОС располагаются с подветренной стороны для господствующих ветров теплого периода года по отношению к селитебной территории, ниже города по течению реки. Стандартный разрыв (защитная зона) между жилыми микрорайонами и площадкой ОС принимается по нормам [2, табл. 1].

Перед нанесением канализационной сети на план города студент детально знакомится с его планировкой и изучает все особенности рельефа местности, так как от этого, главным образом, будет зависеть трассировка сети. Далее определяются границы канализования (в курсовом проекте это весь город), очередность строительства (бытовая сеть — первая очередь). С учетом местных условий намечаются бассейны стока, выбирается схема начертания сети относительно микрорайонов (объемлющая или по пониженной грани). При заданной детальной планировке застройки квартала (микрорайона) — чересквартальная трассировка. Последовательность трассировки сети обычно такова: сначала трассируют главный коллектор, а затем — коллекторы бассейнов стока и, наконец, уличную сеть. Иногда поступают наоборот. Помня о местоположении площадки ОС, трассируют сеть по бассейнам канализования, а затем перехватывают все коллекторы бассейнов стока главным коллектором, ведущим к ОС.

При начертании сети руководствуются основным принципом — обеспечить движение сточных вод по трубам на всей территории объекта самотеком, при этом стараются предопределить минимальный объем земляных работ при

строительстве сети. Следовательно, направление движения сточных вод в трубах, как правило, должно следовать за естественным уклоном местности, без устройства насосных станций.

Границы бассейнов канализования при плоском рельефе выбирают так, чтобы объект канализования был разбит на равные по гидравлической нагрузке части. Поскольку расчетные расходы к началу трассировки еще не подсчитаны, то гидравлическую нагрузку считают приблизительно. Районы с большей плотностью населения и более высокой степенью благоустройства будут иметь больший расход с единицы площади. Следовательно, площадь этого бассейна канализования необходимо принимать меньше. Коллектор бассейна канализования в этом случае проводится в центре канализуемой площади в направлении более выраженного уклона местности.

Уличная сеть кратчайшим путем проводит воду к коллектору бассейна. По возможности коллектора должны быть нагружены с двух сторон (так называемый метод встречных уличных коллекторов).

Если рельеф имеет равномерное понижение в одну сторону (горизонтали пересекают участок под углом $30...60^\circ$ к его границам), то разбивка объекта на бассейны также производится из условия равномерной на коллекторы гидравлической нагрузки. При этом коллекторы располагаются на нижних границах бассейнов, а уличная сеть подает воду к коллектору бассейна канализования с одной стороны.

Во всех случаях следует избегать трассировки длинных и слабо нагруженных линий, идущих параллельно горизонталям.

На рис. 2.1 показан пример выбора места расположения площадки ОС, трассировки сети и расположения отдельных объектов, влияющих на ход проектирования сети.

Если же местность, где расположен объект канализования, имеет сложный рельеф, то трассировка коллекторов бассейнов канализования ведется по тальвегам. В этих случаях, а также при плоском рельефе и больших заглублениях коллекторов возникает необходимость в устройстве шнековых станций или насосных станций (НС) перекачек и прокладке напорных коллекторов. После перекачки воды следует стремиться к тому, чтобы колодец, где оканчиваются напорные трубопроводы НС перекачки, имел глубину заложения, равную начальной, избранной для диктующих точек коллекторов данного города. Ближайшие притоки, подходящие за НС перекачки к главному коллектору, не должны иметь значительного заглубления. Если этого избежать нельзя, то рассматривается вариант приема сточных вод на НС и перекачки стоков по напорным водоводам. В случае установки шнековой станции высота подъема сточных вод определяется возможностью подключения стоков в коллектор после шнековой станции, но не менее глубины заложения определенной для диктующей точки.

Устройство НС перекачек сточных вод необходимо и в том случае, если часть микрорайона расположена на обратных скатах. Сточные воды в таких случаях отводятся в пониженное место и напорным водоводом поднимаются за водораздел.

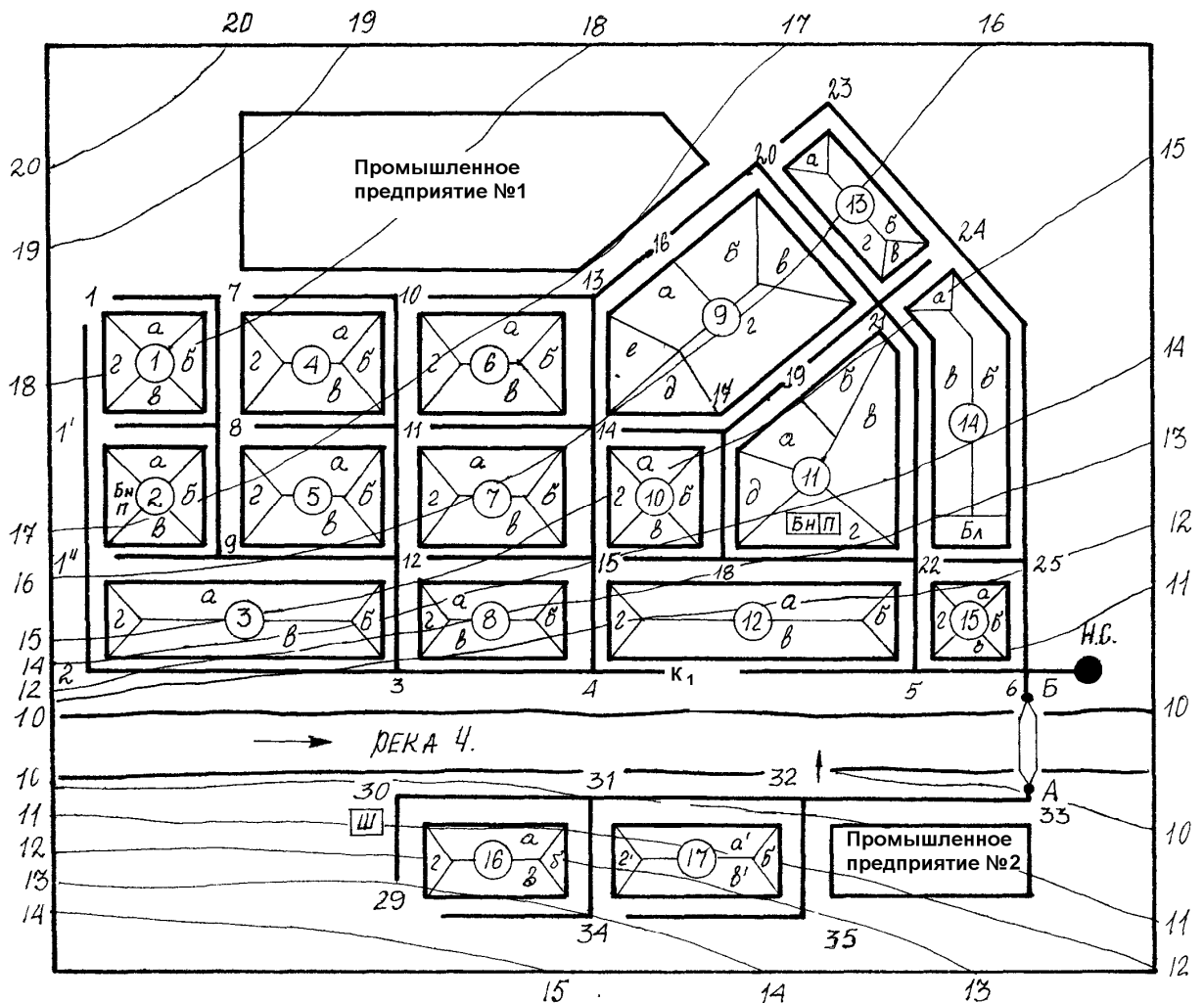


Рис. 2.1. Схема водоотводящих сетей на генеральном плане города: Бн — бани; П — прачечные; Б — больница; Г — автопредприятие; НС — насосная станция; ОС — очистные сооружения; — К₁ — производственно-бытовая сеть

При трассировке учитывают также и грунтовые условия, и способ производства работ. Так, практикой строительства канализационных сетей установлено, что наибольшая глубина заложения при открытых способах прокладки сети не должна превышать в скальных грунтах величину 4...5 м, в мокрых плавунных — 5...6 м и в сухих нескальных — 7...8 м. При закрытых способах строительства сети (щитовая проходка) глубина заложения может достигать значительно больших значений и определяется местными требованиями и технико-экономическими обоснованиями.

Выбор окончательного варианта начертания сети обуславливается также величиной расхода сточных вод (значение модуля стока примерно в пределах 0,5...2,0 л/с с 1 га). Если на начальных участках расчетные расходы нарастают быстро (при большой величине модуля стока и наличии сосредоточенных расходов) и местность имеет равномерный уклон в сторону ОС (горизонтالي пересекают микрорайоны примерно под углом 45°), рациональнее использовать до предела пропускную способность начальных участков и нагрузку на главный коллектор из боковых притоков увеличить постепенно. И, наоборот, если расходы на начальных участках малы (незначительная величина модуля

стока и отсутствие сосредоточенных расходов) и рельеф местности плоский, то с целью более быстрого нарастания в коллекторе расчетного наполнения трассировка сети производится змейкообразно путем устройства поворотов после каждого микрорайона и уменьшения количества начальных участков. Главный коллектор располагается, следовательно, в гуще селитебной территории, а не по берегу водоема. В этом случае стремятся накопить расход от большой площади стока и передать его в коллектор из боковых присоединений со всех сторон.

Наличие на проектируемых улицах других инженерных коммуникаций (водопровод, теплотрассы, газопроводы, кабели различного назначения) оказывает влияние на трассировку водоотводящей сети. Например, не рекомендуется прокладывать канализационный коллектор под осями улиц с интенсивным движением транспорта. В этих случаях приходится либо устраивать входные камеры к смотровым колодцам на тротуарах, что дорого и сложно, либо переносить коллектор в полосу газонов и тротуаров, что не всегда возможно из-за большой насыщенности этой полосы другими инженерными коммуникациями. Минимально допустимые расстояния от канализационного коллектора до других сооружений определены [2] и приведены в прил.

Если вблизи города находятся дачные участки или районы одноэтажной застройки с вывозной канализацией, то на генплане города с нанесенной трассировкой сети намечаются места расположения сливных пунктов (СП) или сливных станций (СС).

2.2. Определение расчетных расходов

Расходы сточных вод, поступающих в канализационную бытовую сеть, определяются отдельно для населения и для промышленных предприятий.

В свою очередь, расходы селитебных территорий разбиваются на две группы: для населения, постоянно проживающего в городе; для населения, временно проживающего в городе (гостиницы, вокзалы). Ко второй группе относятся также расходы сточных вод, поступающих от мотелей и гаражей.

На генплане города указаны только границы микрорайонов, а в задании — плотность населения на единицу (1 га) селитебной площади.

В соответствии с трассировкой сети (до или после нее) составляется схема площадей стока бытовых вод города. Как показано на рис. 2.1, все микрорайоны нумеруются (1, 2, 3 и т. д.). Фигура каждого микрорайона разбивается на площади стока биссектрисами, проводимыми из каждого угла, и отрезками, соединяющими точки пересечения биссектрис. Каждому элементу площади стока присваивается шифр (1а, 1б, 1в и т. д.), затем определяется его величина. Все данные заносятся в ведомость, форма которой приведена в табл. 4.1 (примеры расчета).

При определении средних расходов с площадей стока предполагается, что они пропорциональны норме водоотведения n , площади стока F , плотности расселения жителей P .

Число жителей N и среднесуточный расход бытовых вод первого района города определяется по формулам

$$N_1 = P_1 F_1, \text{ чел;} \quad (2.1)$$

$$Q_1 = N_1 n_1, \text{ л/сут.}, \quad (2.2)$$

где F_1 — площадь кварталов 1-го района, га; P_1 — плотность населения жителей в 1-м районе, чел/га; n_1 — среднесуточная норма водоотведения, л/сут на 1 чел. принимается по [3, табл. 1] при заданной степени благоустройства зданий района.

В курсовом проекте заданы два района с различной плотностью и степенью благоустройства зданий (в примере 1-й район — левобережный, 2-й — правобережный).

В норму водоотведения n_1 включены все расходы воды на хозяйственно-бытовые нужды, в том числе и те, которые расходуются вне дома: в банях, прачечных, больницах, школах и других зданиях общественно-бытового назначения данного района. Поэтому, для уточнения расчетных расходов воды и определения истинной нормы водоотведения с площади данного района необходимо предварительно определить суточные расходы воды в этих зданиях, предусмотренных заданием. Местоположение этих зданий устанавливается руководителем проекта. Суточные расходы воды по этим зданиям определяются по формуле

$$Q^{об} = m_1 n_{об}, \text{ л/сут}, \quad (2.3)$$

где $Q^{об}$ — среднесуточные расходы воды от общественно-бытовых зданий (бань, прачечных, больниц, школ и т. п.) 1-го района; $n_{об}$ — норма расхода воды соответственно (на одного моющегося, на 1 кг сухого белья, на одну мойку и на одного учащегося), принимается по нормам [4, прил. 3]; m_1 — соответственно число посетителей бань; кг сухого белья; коек в больнице; число обучающихся в школе и т.п. 1-го района, принимается по заданию.

По этим данным определяется остаточная норма водоотведения для 1-го района n_{01} по формуле

$$n_{01} = \frac{Q_1 - \sum Q^{об}}{N_1}, \text{ л/сут на 1 чел} \quad (2.4)$$

или

$$n_{01} = n - \frac{\sum Q^{об}}{N_1}, \text{ л/сут на 1 чел}, \quad (2.4')$$

где Q_1 — среднесуточный расход бытовых сточных вод данного района города, определенный по (2.2), л/сут; $\sum Q^{об}$ — суммарный расход воды от общественно-бытовых зданий, л/сут; N_1 — расчетное население района, чел.

Таким образом, определяется остаточная норма водоотведения для каждого района города (в соответствии с плотностью и нормой водоотведения).

Для вычисления среднего расхода с площади стока, прилегающей к данному участку сети, называемого в дальнейшем путевым расходом, вводится понятие удельного расхода, или модуля стока $q_{уд}$. Модуль стока определяется для каждого района города, где изменяется плотность или степень благоустройства зданий, по формуле

$$q'_{уд} = \frac{N_1 n_{01}}{F_1 86\,400}, \text{ л/с с 1 га} \quad (2.5)$$

или

$$q'_{уд} = \frac{N_1 n_{01}}{86\,400}, \text{ л/с с 1 га} \quad (2.5')$$

где n_{01} — остаточная норма водоотведения, л/сут на 1 чел.; 86 400 — количество секунд в сутках.

После вычисления площадей стока, утверждения руководителем проекта трассировки сети, выбора места расположения площадки ОС, модулей стока для районов города результаты определения средних расходов сточных вод приводятся в отдельной ведомости в табл. 4.2 (см. примеры расчета). Средний расход — это произведение модуля на соответствующую площадь стока f :

$$q_{ср} = q_{уд} f, \text{ л/с.} \quad (2.6)$$

На рабочей схеме (см. рис. 2.1) сеть разбивается на расчетные участки (1-2, 2-3, 3-4 и т. д.). Длины участков, как правило, принимаются равными длине микрорайона (от одного бокового присоединения до другого 2-3, 3-4). Расход на расчетном участке условно считают постоянным по длине и поступающим в его начальное сечение. Общий средний расход сточных вод для каждого расчетного участка определяют как сумму трех расходов:

- 1) путевого, поступающего в расчетный участок от жилой застройки, расположенной по пути (по его длине);
- 2) бокового, поступающего от присоединяемых боковых линий сети;
- 3) транзитного, поступающего от вышерасположенных участков и равного по величине общему среднему расходу предыдущего участка.

Для систематизации записей исходных данных при определении средних расходов по всем участкам притоков и главных коллекторов заполняется ведомость расчетных расходов (в табл. 4.6 графы 2—8).

Величина общего среднего расхода, поступающего с площадей стока микрорайонов, изменяется по времени. Расчетный расход определяется как произведение среднего значения на коэффициент неравномерности $K_{gen\,max}$

$$q_p = \sum q_{ср} K_{gen\,max}, \text{ л/с.} \quad (2.7)$$

Коэффициент неравномерности притоков бытовых сточных вод назначается по нормам [2, табл. 2].

Для определения значений расчетных расходов по участкам сети необходимо вычислить значение сосредоточенных расходов, поступающих на рас-

четные участки от отдельных крупных водопотребителей или объектов, расположенных вне или внутри кварталов с жилой застройкой (промышленных предприятий, бань, прачечных, школ, больниц, гостиниц, гаражей и т. д.).

Следует учитывать, что все сосредоточенные расходы разбиваются на три группы и определяются отдельно:

1) входящие в общую норму водоотведения бытовых сточных вод (бани, прачечные, школы, больницы, предприятия общественного питания и т. д.);

2) не входящие в эту норму, но поступающие в сеть из зоны жилой застройки города (гостиницы, гаражи и т. д.);

3) поступающие от промышленных предприятий.

Расчеты по определению сосредоточенных расходов, входящих в общую норму водоотведения, заносятся в табл. 4.1 (см. примеры расчета).

В зависимости от вместимости бань, производительности прачечных, количества мест в школах, койка-мест в больницах и т. д. определяется количество этих учреждений в каждом районе города.

Расчетные секундные расходы от предприятий общественно-бытового назначения определяют по формуле

$$q_p^{\text{об}} = \frac{mn_{\text{об}}K_{\text{час}}}{t \cdot 3600}, \text{ л/с}, \quad (2.8)$$

где m — пропускная способность бань по числу посетителей; производительность прачечных в кг сухого белья; количество коек в больнице; количество ученических мест в школе и т. д.; $n_{\text{об}}$ — норма расхода воды на одного моющегося; на 1 кг сухого белья; одну койку; на одного учащегося и т. д.; принимается по нормам [4, прил. 3]; $K_{\text{час}}$ — коэффициент неравномерности водоотведения; t — продолжительность работы (время расходования воды) в часах по заданию.

Сосредоточенные расходы, не входящие в норму водоотведения бытовых сточных вод, определяют аналогично расходам, входящим в указанные нормы. Расчеты по определению сосредоточенных расходов от гостиниц, гаражей, вокзалов и т. п. заносятся в табл. 4.3 (см. пример расчета).

Сосредоточенные расходы от промышленных предприятий определяют как сумму расходов производственных, бытовых и душевых сточных вод для смен (и часа смены) с максимальным объемом выпуска продукции и наибольшим числом работающих. Все расчеты по определению этих расходов ведутся в ведомостях по форме табл. 4.4 и 4.5, приведенных в примерах расчета.

Расходы производственных (технологических) сточных вод определяют по формулам

среднесуточные

$$Q_{\text{техн}}^{\text{сут}} = \frac{n_{\text{п}} \Pi}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут}; \quad (2.9)$$

расчетные секундные

$$q_p^{\text{техн}} = \frac{n_{\text{п}} \Pi' K_{\text{ч}}}{3600T}, \text{ л/с}, \quad (2.10)$$

где $n_{\text{п}}$ — норма водоотведения на 1 т продукции, л; Π — объем выпускаемой продукции в сутки, т; Π' — то же, в смену с максимальной выработкой, т; T — число часов работы в смену; $K_{\text{ч}}$ — коэффициент часовой неравномерности водоотведения.

Расходы бытовых сточных вод предприятия определяют по формулам среднесуточные (для всех смен)

$$Q_{\text{быт}}^{\text{сут}} = \frac{25N_1 + 45N_2}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут}; \quad (2.11)$$

за максимальный час смены

$$Q_{\text{быт}}^{\text{ч}} = \frac{25N_3 K_1 + 45N_4 K_2}{T \cdot 1000}, \text{ м}^3/\text{ч}; \quad (2.12)$$

расчетные секундные

$$q_p^{\text{быт}} = \frac{25N_3 K_1 + 45N_4 K_2}{3600T}, \text{ л/с}, \quad (2.13)$$

где N_1, N_2 — число работающих в сутки при нормах водоотведения на одного человека в цехах со значительным тепловыделением; N_3, N_4 — число работающих в сменах с наибольшим числом рабочих при соответствующих нормах водоотведения; K_1, K_2 — коэффициенты часовой неравномерности водоотведения (горячие цеха — 2,5; холодные — 3).

Расходы душевых сточных вод предприятия определяют по формулам среднесуточные

$$Q_{\text{душ}}^{\text{сут}} = \frac{500m^{\text{душ}}}{1000}, \text{ м}^3/\text{ч}; \quad (2.14)$$

расчетные секундные

$$q_p^{\text{душ}} = \frac{500m_1^{\text{душ}}}{45 \cdot 60}, \text{ л/с}, \quad (2.15)$$

где 500 л/ч — норма потребления воды одной душевой сеткой [5, прил. 3]; $m^{\text{душ}}$ — число душевых сеток, работающих на предприятии в сутки; $m_1^{\text{душ}}$ — число душевых сеток, работающих в смену с максимальным числом рабочих; 45 мин — время приема душа после смены.

Количество душевых сеток определяется в зависимости от вида предприятия согласно [4].

Для окончательного определения расчетных расходов для всех расчетных участков сети и коллекторов используют данные, рассмотренные ранее. Для систематизации расчетов составляют ведомость расчетных расходов (табл. 4.6).

2.3. Гидравлический расчет и проектирование сети

Целью гидравлического расчета является определение диаметров трубопроводов и потерь напора на отдельных участках сети.

В настоящее время, в соответствии с [1, 6], гидравлический расчет канализационных сетей ведется по формулам равномерного движения жидкости. Основными формулами являются

$$Q = \omega v, \text{ м}^3/\text{с}; \quad (2.16)$$

$$I = \frac{\lambda}{4R} \frac{v^2}{2g}, \quad (2.17)$$

где ω — площадь живого сечения потока, м^2 ; v — средняя скорость движения сточных вод, $\text{м}/\text{с}$; I — гидравлический уклон; R — гидравлический радиус, м ; g — ускорение силы тяжести, $\text{м}/\text{с}^2$; λ — коэффициент Дарси, определяемый по формуле проф. Н. Ф. Федорова; для случая самотечного (безнапорного) движения:

$$\frac{I}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{\Delta_3}{13,68R} + \frac{a_2}{\text{Re}} \right), \quad (2.18)$$

где Δ_3 — эквивалентная шероховатость, см ; a_2 — безразмерный коэффициент, учитывающий характер шероховатости труб и каналов; Re — число Рейнольдса.

Значения Δ_3 и a_2 принимают по [6, табл. 15]. Формула (2.16) справедлива для всех зон (областей) турбулентного режима движения.

В квадратичной зоне турбулентного режима движения (шероховатая фаза) можно пользоваться формулами

$$v = c \sqrt{RI}; \quad (2.19)$$

$$c = \frac{I}{n} R^y, \quad (2.20)$$

где c — коэффициент Шези; n — коэффициент шероховатости; y — коэффициент, зависящий от коэффициента шероховатости и гидравлического радиуса R , принимаемый по формуле акад. Н. Н. Павловского

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1). \quad (2.21)$$

Для облегчения расчетов по приведенным формулам составлены таблицы [6, 7].

При расчете сети вводятся следующие допущения:

1. Движение сточной жидкости в трубах равномерное, т. е. уклон дна трубы равен гидравлическому уклону ($i = I$), что позволяет применять (2.17), (2.18) или (2.19), (2.20).

2. Весь расчетный расход участка поступает в начале его и величина расхода не меняется в пределах расчетного участка.

3. Местные потери при диаметрах труб до 500 мм не учитываются, кроме потерь в специальных сооружениях на сети (дюкера, перепады и др.); для труб диаметром более 500 мм целесообразно учитывать местные потери.

Специфика расчета бытовых сетей канализации заключается в том, что одновременно с изложенными основами необходимо учитывать следующие требования:

1. Выбранные диаметры и уклоны труб должны обеспечивать отведение расчетных расходов сточных вод при допустимых значениях скоростей v и наполнении h/D , в соответствии с нормами [2, с. 10—11]

$$v_{\max} \geq v \geq v_{\min} \sigma;$$
$$h/D \leq (h/D)_{\text{доп}}.$$

2. Уклоны принимают с учетом рельефа местности такими, чтобы обеспечить возможно меньшую глубину заложения сети: при плоском рельефе — минимальные уклоны I_{\min} , при которых еще обеспечивается движение жидкости с незаиливающими скоростями. Значение I_{\min} для труб диаметром более 200 мм определяется по формуле

$$I_{\min} = \frac{1}{D}, \quad (2.22)$$

где D — диаметр трубы, мм.

Минимальный уклон для труб диаметром 150...200 мм принимается по [2].

Расчету подлежит каждый участок сети. По результатам расчета определяют глубину заложения каждого участка в начале и в конце.

Глубина заложения первого колодца на уличной сети определяется из трех условий:

- 1) возможность подключения к сети выпусков из прилегающего квартала;
- 2) незамерзаемость сети в зимнее время;
- 3) неразрушаемость труб от воздействия постоянных и временных нагрузок.

Эти же условия справедливы и при определении минимально возможной глубины заложения любой точки сети.

Глубина заложения первого колодца H_1 определяют по формуле

$$H_1 = h_n + i(L + l) + \Delta + Z_k - Z_n, \text{ м}, \quad (2.23)$$

где h_n — глубина заложения колодца на выпуске из здания, наиболее неблагоприятно расположенного относительно точки 1, м; i — уклон сети внутри квартала или микрорайона; L — длина сети от колодца на выпуске до контрольного колодца, м; l — длина соединительной ветки от контрольного колодца в точке 1, м; Δ — перепад между лотками труб соединительной ветки и уличного коллектора, м; Z_k — отметка земли у колодца в точке 1, м; Z_n — отметка земли у колодца на выпуске, м.

Если в квартале или микрорайоне, прилегающим к участку 1-2, все здания не имеют сантехприборов, расположенных в подвальном помещении, то наиболее неблагоприятно расположенным относительно точки 1 будет здание, наиболее удаленное от этой точки. В этом случае

$$h_{\text{н}} = h_{\text{м}} \geq 0,7 + D_{\text{в}}, \text{ м}, \quad (2.24)$$

где $h_{\text{м}}$ — глубина промерзания грунта, м; $D_{\text{в}}$ — диаметр выпуска из здания, м;

Если же в квартале имеются здания, выпуски которых расположены на большей глубине, то эти здания могут быть наиболее неблагоприятными относительно точки 1. В этом случае начальная глубина заложения принимается равной глубине выпуска из здания.

Форма ведомости гидравлического расчета приводится в табл. 4.7 (см. примеры расчета). Рассмотрим последовательность заполнения этой ведомости.

Графы 1, 3, 10, 11 заполняются по генеральному плану объекта и схеме трассировки канализационной сети. Графа 2 — по результатам вычислений расчетных расходов в табл. 4.6. Графы 4, 6, 7 и 9 заполняются в зависимости от величины расчетного расхода (графа 2) по данным табл. [7] с учетом требований [2]. Для начальных участков сети следует помнить, что минимально допустимый диаметр трубы уличной сети хозяйственно-бытовой канализации равен 200 мм. Согласно (2.22) минимальный уклон для этой трубы 0,007 [2]. Если уклон местности на начальном участке сети, равный разнице отметок земли в начале и конце участка, деленной на длину участка значительно больше минимального уклона $I_{\text{мин}}$ для трубы, диаметр которой способен пропустить расчетный расход на этом участке, то в графу 4 следует записать уклон, равный уклону местности

$$i_{\text{м}} = -\frac{\nabla_1^3 - \nabla_2^3}{l_{1-2}}. \quad (2.25)$$

Если в этом случае принять в графе 4 уклон равный $I_{\text{мин}}$, то, возможно, труба в конце участка окажется на глубине меньше допустимой.

Если уклон местности не намного больше минимально допустимого для трубы принятого участка, то можно принять в графе 4 либо $I_{\text{мин}}$, либо промежуточное значение между минимальным уклоном трубы и уклоном местности. В этом случае, возможно, несколько уменьшить глубину заложения сети относительно начальной, но не допустить уменьшения глубины меньше минимально допустимой. Если же уклон местности меньше минимально допустимого, то необходимо в графу 4 записать $I_{\text{мин}}$. На начальных участках сети возможен случай, когда при небольших расчетных расходах наполнение в трубе много меньше допустимого для данного диаметра. За счет существенных гидравлических сопротивлений скорость движения жидкости на этих участках, уложенных с минимально допустимым уклоном, меньше самоочищающей. Однако попытки получить самоочищающую скорость за счет увеличения уклона трубы приводят к резкому заглублению всей сети. Это особенно

справедливо при плоском рельефе местности. Тогда целесообразно назвать эти участки безрасчетными, предусмотреть при эксплуатации их периодическую промывку и оставить уклон трубы, равный минимально допустимому.

После того как по [7] подобран диаметр трубы и определен уклон, заполняются графы 5 и 8.

Падение уклона трубопровода на участке (графа 5) есть произведение уклона на участке на длину участка

$$H_{1-2} = I_{1-2}l_{1-2}, \text{ м.} \quad (2.26)$$

Глубина потока воды в трубопроводе (графа 8) есть произведение наполнения на диаметр трубопровода, принятый в метрах

$$h_{1-2} = \left(\frac{h}{D} \right)_{1-2} D_{1-2}, \text{ м.}$$

Далее в графу 16 записывается величина начальной глубины заложения лотка трубы в первой точке, вычисленная по (2.23).

Заполнение остальных граф первой строчки таблицы ведется в следующей последовательности:

1. От отметки поверхности земли в точке 1 вычитаем глубину заложения лотка трубы в этой точке. Получаем отметку лотка трубы в точке 1 (графа 14)

$$\nabla_1^л = \nabla_1^з - H_1.$$

2. Прибавив к этой отметке величину наполнения трубы (графа 8), получим отметку поверхности воды (графа 12)

$$\Delta_1^в = \nabla_1^л + h_{1-2}.$$

3. Отметки лотка трубы и поверхности воды в конце участка меньше соответствующих отметок в начале участка на величину падения (графа 5)

$$\Delta_2^л = \Delta_1^л - H_{1-2} \text{ (графа 15);}$$

$$\Delta_2^в = \Delta_1^в - H_{1-2}^к \text{ (графа 13).}$$

Глубина заложения лотка трубы в точке 2 (графа 17) определяется как разность отметок земли в точке 2 (графа 11) и лотка в этой точке (графа 15)

$$H_2 = \Delta_2^з - \Delta_2^л.$$

На этом заполнение первой строки таблицы заканчивается.

Далее заполняют с плана местности графы 1, 3, 10, 11 второй строчки (графа 11 первой строчки идентична графе 10 второй строчке, так как эта отметка поверхности земли в одной и той же точке 2). Графа 2 второй строчки заполняется по результатам вычислений в табл. 4.6 (графа 15 вторая строчка). По величине расчетного расхода (графа 2) заполняется из таблиц [6] или [7] графы 4, 6, 7 и 9, а по результатам вычислений графы 5 и 8.

При назначении уклона на участке 2-3 следует руководствоваться положениями, приведенными ранее для участка 1-2. Расчетный расход на этом участке больше, чем на предыдущем, однако увеличивать диаметр трубы не следует, если принятый ранее при минимально допустимом уклоне и наполнении, не превышающем допустимое, справляется с задачей. В то же время, если наполнение в принятом ранее диаметре при пропуске нового расчетного расхода превышает допустимые назначения, не следует пытаться сохранить диаметр за счет увеличения уклона. Это особенно справедливо при плоском рельефе местности. Необходимо в этом случае переходить на больший диаметр и принимать уклон трубы равный минимально допустимому для этого диаметра.

Всегда следует стремиться к тому, чтобы принятое наполнение было как можно ближе к максимально допустимому для данного диаметра. Это обеспечит даже при минимально допустимых уклонах получение самоочищающих скоростей движения жидкости. Следует также стремиться к тому, чтобы эти скорости от участка к участку возрастали.

Перед тем, как приступить к заполнению следующих граф этой строчки, следует вспомнить, что существуют два способа соединения трубопроводов: по шельгам труб и уровню воды. Нормы [2] рекомендуют соединять трубопроводы по шельгам труб, однако при соответствующем обосновании разрешается соединять и по уровню воды.

Опыт проектирования показывает, что трубопроводы различных диаметров предпочтительней соединять по шельгам труб, а одинаковые — по уровню воды. Суть того и другого способов сводится к следующему. Любая точка сети (кроме первой и последней) является одновременно концом одного участка и началом следующего. Если соединение производится по уровням воды в трубах, то (к примеру) отметку поверхности воды в точке 2 (конец участка 1-2 графа 13) переносят без изменений в точку 2 — начало участка 2-3 (графа 12 вторая строчка). Дальнейшие вычисления проводятся в следующем порядке (рис. 2.2).

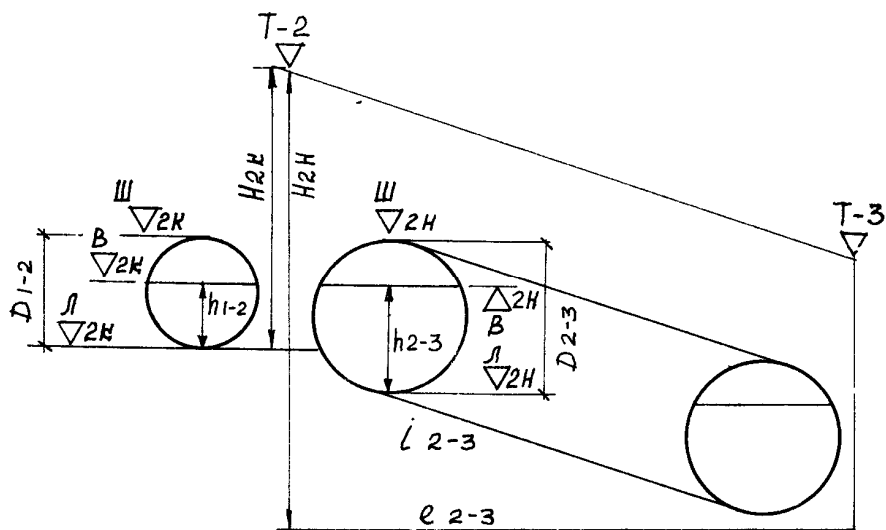


Рис. 2.2. Рабочая схема для гидравлического расчета участка коллектора

Зная величину заполнения (h_{2-3} графа 8 строчка 2), определяем отметку лотка трубы в точке 2н — начало участка 2-3

$$\Delta_{2н}^л = \Delta_{2н}^в - h_{2-3}.$$

Записываем $\Delta_{2н}^л$ в графу 14 второй строчки. Глубину заложения лотка трубы в этой точке определяем как разность отметок поверхности земли в точке 2 и лотка трубы в точке 2

$$H_{2н} = \nabla_2^3 - \nabla_{н}^л.$$

Результат записываем в графу 16 второй строчки. Теперь во второй строчке незаполненными остались графы 13, 15 и 17, т. е. отметки поверхности воды, лотка трубы и глубина заложения последнего в точке 3. Из рис. 2.1 видно, что эти величины отличаются от соответствующих в точке 2 на величину падения H_{2-3} (графа 5). Следовательно,

$$\nabla_{3к}^л = \nabla_{2н}^л - H_{2-3};$$

$$\nabla_{3к}^в = \nabla_{2н}^в - H_{2-3};$$

$$H_{3к} = \nabla_3^3 - \nabla_{3к}^л.$$

Следующие строчки таблицы заполняют аналогично второй строчке.

В случае необходимости соединения по шельгам труб ведут расчет в следующей последовательности (см. рис. 2.1):

1. К отметке лотка точки 2к (конец участка 1-2) прибавляют величину диаметра трубы на этом участке — это будет отметка шельги трубы в точке 2к

$$\nabla_{2к}^л = \nabla_{2к}^ш + D_{1-2}.$$

2. Величина отметки шельги трубы в точке 2н (начало участка 2-3) равна величине отметки шельги в точке 2к (конец участка 1-2)

$$\nabla_{2н}^ш = \nabla_{2к}^ш.$$

3. От отметки $\nabla_{2н}^ш$ вычитают диаметр трубы на участке 2-3, получают отметку лотка трубы в этой точке и результат записывают в графу 14

$$\nabla_{2н}^л = \nabla_{2н}^ш - D_{2-3}.$$

4. Отметка поверхности воды в этой точке равна

$$\nabla_{2н}^в = \nabla_{2н}^л + h_{2-3}.$$

Результат заносят в графу 12. Вычисления остальных отметок ведется по ранее изложенной методике.

Во всех случаях необходимо следить, чтобы в результате вычислений отметки воды и лотка трубы в конце участка были не меньше, чем в начале следующего участка

$$\nabla_{2к}^B \geq \nabla_{2н}^B;$$

$$\nabla_{2к}^Л \geq \nabla_{2н}^Л.$$

Нормальным считается как при соединении «по воде», так и «по шельгам», когда отметки лотка трубы в начале каждого последующего участка меньше отметки лотка трубы в конце предыдущего участка.

Схемы возможного соединения трубопроводов соседних расчетных участков приведены на рис. 2.3.

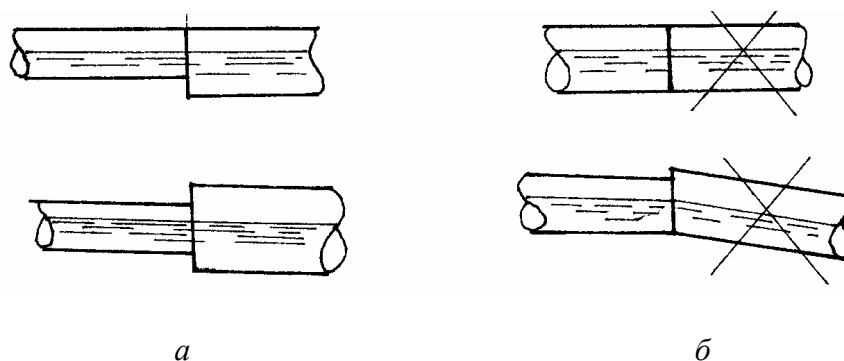


Рис. 2.3. Схемы соединений трубопроводов: *а* — правильно; *б* — неправильно

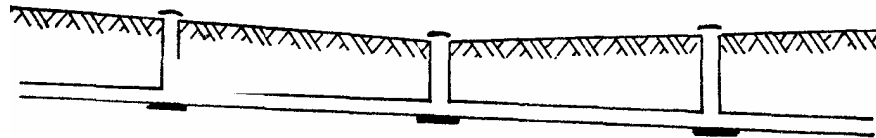
В ходе расчета необходимо следить (особенно для участков сети, проектируемой в условиях плоского рельефа или в мокрых плавунных грунтах, или при трассировке против естественного уклона местности), чтобы глубина заложения в конечных точках участков (H_2 ; H_3 ; H_4 и т. д.) не превышали величин 5,5...6,0 м. Если по заданию уровень стояния грунтовых вод высокий, то в этих точках необходимо проектировать насосную станцию подкачки, так как строительство сети в водонасыщенных грунтах технически сложно и экономически нецелесообразно.

На расчетном участке, следующем после насосной станции подкачки, глубина заложения выбирается по (2.23).

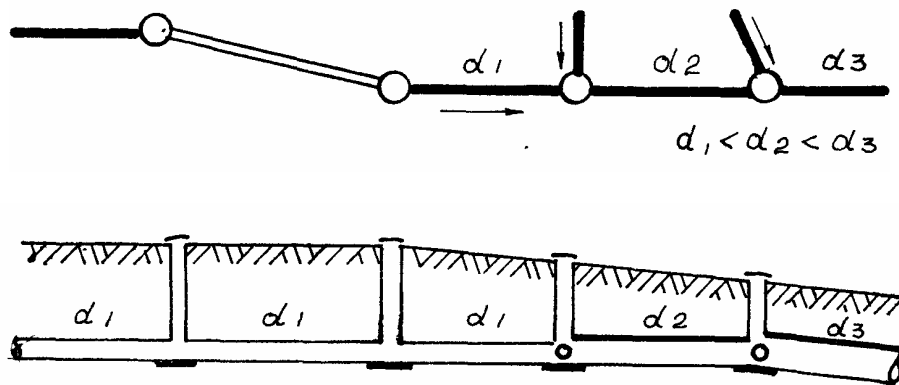
В этом месте часто обнаруживаются дефекты трассировки сети. Первый после насосной станции боковой приток в ряде случаев может иметь большую глубину заложения, что приводит к необходимости через один-два участка опять проектировать насосную станцию подкачки. Избежать этого можно, если перед гидравлическим расчетом будут ориентировочно определены глубины заложения в точках присоединения притоков к коллектору и приняты соответствующие мероприятия (уменьшена глубина притоков за счет сокращения их протяженности и др.). Для условий плоского рельефа можно пересмотреть трассировку сети на отдельных участках в направлении, обратном движению стоков в главном коллекторе.

При составлении ведомости гидравлического расчета сети с целью создания равномерного режима и нормальных условий для движения сточных вод, чтобы исключить отложения осадков в трубах, рекомендуется выполнять следующие условия:

1. Между колодцами сеть, как в плане, так и в профиле, должна быть прямой.

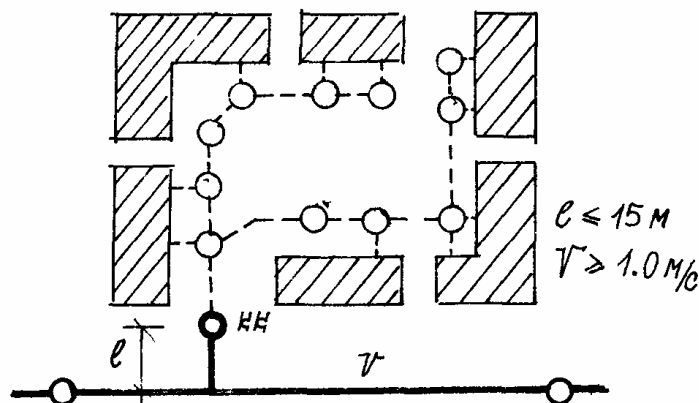


2. Все повороты, как в плане, так и в профиле, изменения диаметра труб, присоединение боковых сетей осуществляется в колодцах.

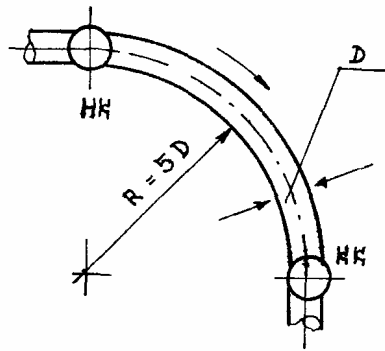


3. Исключения из условия 2 допускают:

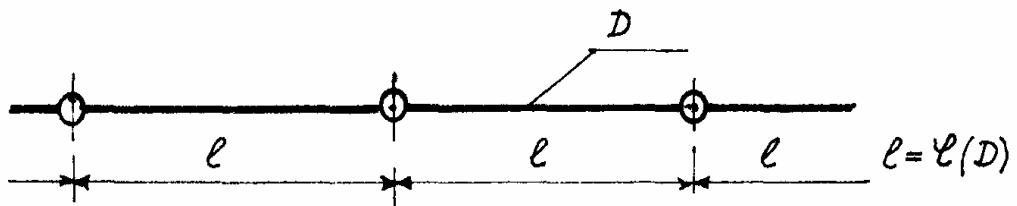
а) присоединение дворовой или внутриквартальной сетей к коллекторам без устройства колодцев при длине присоединения не более 15 м и скорости движения сточных вод в коллекторе не менее 1,0 м/с.



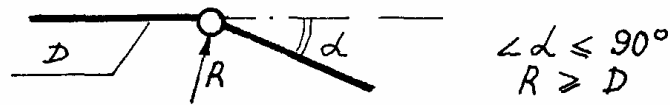
б) при диаметре сети диаметром 1200 мм и более поворот сети проектировать вне колодца. Радиус поворота надлежит принимать не менее $5D$ и предусматривать колодцы в начале и конце кривой.



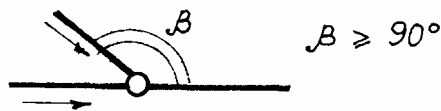
4. Канализационные колодцы устанавливаются также через определенные расстояния на прямых участках сети.



5. Угол поворота канализационной сети должен быть не более 90° .

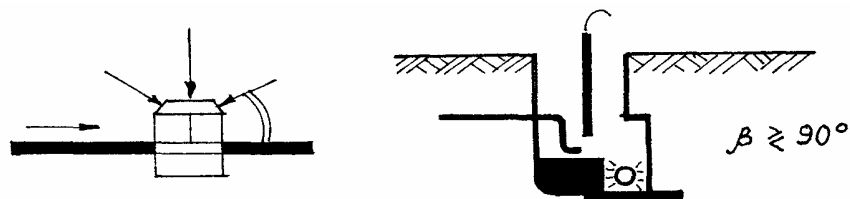


6. Угол между присоединяемой и отводящей трубой должен быть не менее 90° .

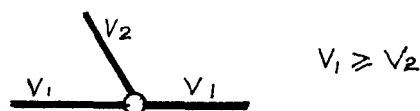


7. Исключение из условия 6.

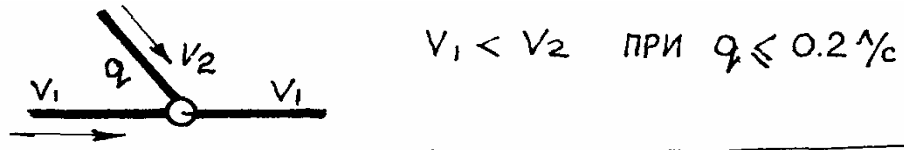
Любой угол между присоединением и отводящим трубопроводом допускается при устройстве в колодце перепада в виде стояка.



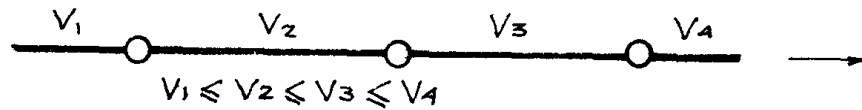
8. Расчетная скорость в боковом присоединении должна быть меньше, чем в основном коллекторе.



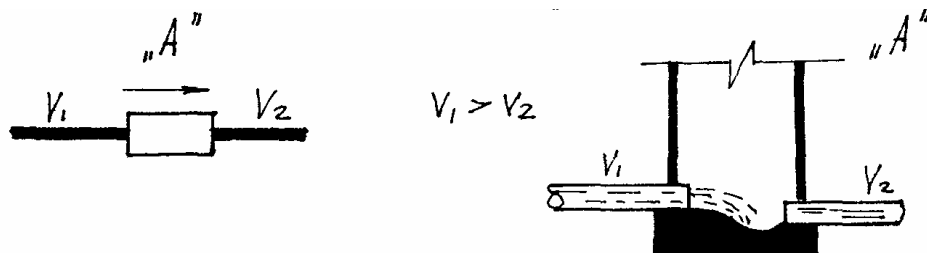
9. Исключение из условия 8: скорость движения сточных вод в соединительных ветках допускается принимать больше, чем в коллекторе большого диаметра при расходе в ветке не более 0,2 л/с.



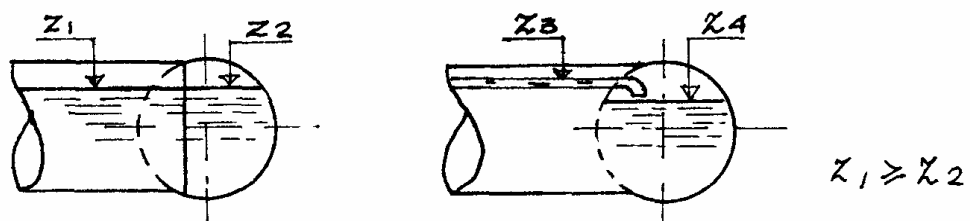
10. Расчетная скорость вниз по течению должна быть возрастающей, если увеличивается расчетный расход, и не должна быть убывающей, если расход неизменен.



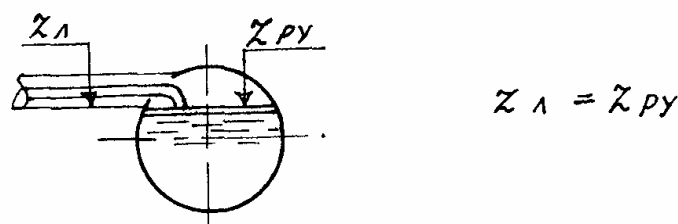
11. Исключение из условия 10: уменьшение расчетной скорости, но не менее критической допускается после гашения скорости в перепадном колодце.



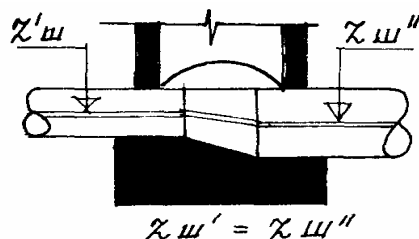
12. Наполнения в присоединяемых трубах должны быть выравнены по уровню воды или должны быть выше, чем в основной трубе.



13. Присоединения очень малых труб к коллекторам большого размера следует выполнять так, чтобы лоток малой трубы находился на расчетном уровне в большой трубе.



14. Соединение трубопроводов разных диаметров должно производиться в колодцах по шельгам труб. При обосновании допускается соединение труб по расчетному уровню.



15. Если уклон трубопровода диаметром 250 мм и более резко изменяется с меньшего на больший, то допускается переход с большего диаметра трубы на меньший. При этом:

а) для труб диаметром до 300 мм для бытовой канализации и 500 мм для общесплавной и ливневой канализации разница в диаметре не должна превышать одного размера по сортаменту;

б) для соответственно больших диаметров разница в диаметре не должна превышать двух размеров по сортаменту.

При этом $D_1 \leq 300$ мм для бытовой канализации и $D_1 \leq 500$ мм общесплавной и ливневой равен одному размеру по сортаменту. При D_1 больше указанных размеров Δ не должна превышать двух размеров по сортаменту.

16. При гидравлическом расчете самотечных коллекторов бытовой канализации $D > 500$ мм на поворотах, при слиянии потоков (когда $D_{\text{притока}} > 350$ мм), при наличии перепадов рекомендуется учитывать местные сопротивления.

Все расчеты отметок поверхности воды, дна лотка и наполнения записываются в графах 8, 12, 13, 14 и 15 с точностью до третьего знака. Глубины заложения округляются до второго знака.

По результатам гидравлического расчета, в соответствии с табл. 4.7, вычерчиваются профили боковых притоков и главных коллекторов. В курсовом проекте заданием предусматривается разработка чертежа профиля только одного и главного коллектора. На рис. 2.4 приведен профиль главного коллектора бытовой канализационной сети. Под построением профиля главного коллектора понимается его начертание на разрезе местности в плоскости его трассы (по линии 1-2-3-4-5-6-7) с учетом рельефа местности, глубины залегания грунтовых вод и подземных инженерных сооружений. На рис. 2.4, $a-d$, на профиле коллектора в местах присоединения указываются отметки дна и диаметры труб боковых присоединений.

В примечаниях к чертежу профиля коллектора указывают материал труб и избранный тип основания под трубы. Материал труб выбирается в зависимости от грунтовых условий, скорости движения сточных вод и наличия местных материалов. В процессе вычерчивания профиля могут обнаружиться конструктивные недостатки, не учтенные в процессе трассировки и расчета сети, что потребует внесения соответствующих корректив в эти разделы.

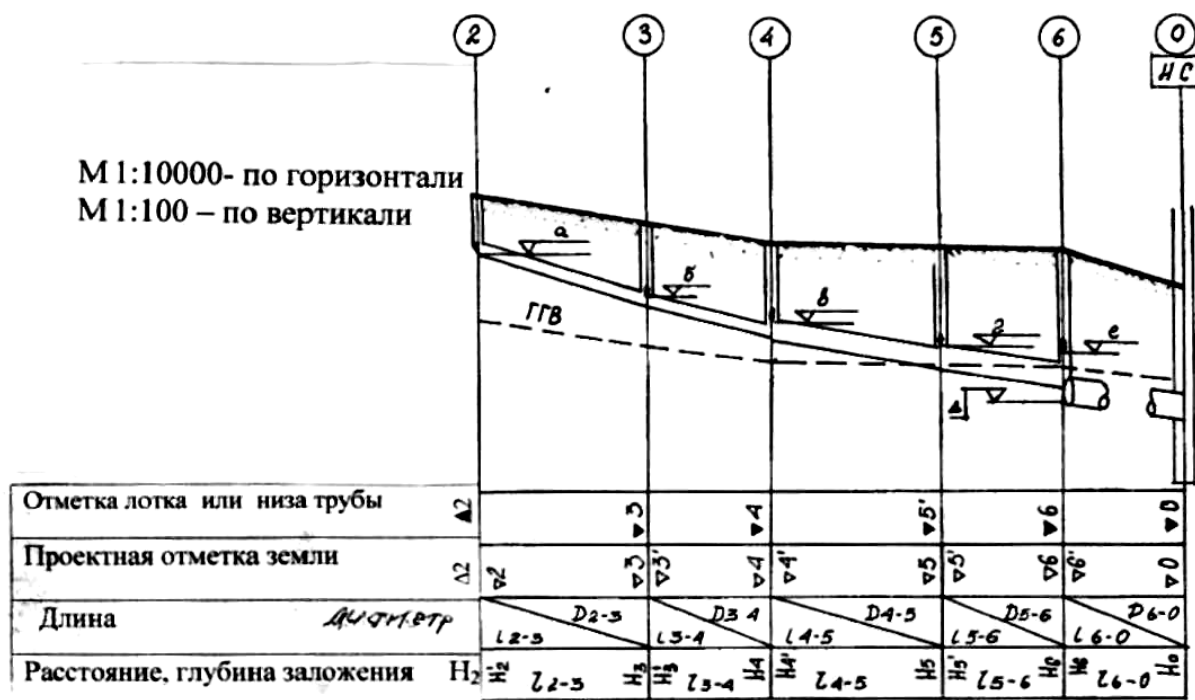


Рис. 2.4. Профиль главного коллектора бытовой сети:
 ГВВ — горизонт грунтовых вод (обозначен пунктирной линией);
 а, б, в, г, д, е — диаметры труб и отметки дна боковых притоков

Наиболее распространенной ошибкой в практике проектирования сети, приводящей к неоправданному заглублению коллектора, является недооценка так называемых диктующих точек на всех боковых притоках к главному коллектору. В результате этого отметки поверхности воды в одном или двух притоках, в точках присоединения к главному коллектору, оказываются ниже, чем в основном коллекторе. В зависимости от величины разности этих отметок принимается одно из следующих решений:

- 1) пересматриваются уклоны на трассе бокового присоединения и принимаются минимально допустимые, с учетом сохранения незаиливающих скоростей движения воды;
- 2) уменьшается, если это возможно по местным условиям, глубина заложения начальной диктующей точки;
- 3) изменяется трассировка сети на отдельных участках;
- 4) предусматривается устройство насосной станции перекачки.

При наличии группы зданий или целого микрорайона на обратном скате, что влечет за собою или резкое увеличение глубины заложения коллектора, или устройство насосной станции малой производительности, следует проработать вариант с вывозной системой, если эта система применяется в данных условиях для не канализованных или пригородных районов города.

Выбор места расположения дюкера производится с учетом местных условий: планировки города, ширины реки, геологических, гидрологических, санитарных условий и др. Следует также учитывать общую стоимость сети при выбранном месте расположения дюкера.

В случае большой глубины заложения коллектора на подходе к реке и невозможности самотечного подключения к коллектору на противоположном берегу могут быть рассмотрены варианты: с изменением места расположения дюкера и трассировки сети на отдельных участках; с устройством так называемого напорного дюкера, т. е. вместо входной камеры дюкера устраивается насосная станция перекачки.

Во всех случаях, если при анализе возможных решений трассировки сети, применения тех или иных сооружений (перепадные колодцы, насосные станции, дюкеры) возникают два или более конкурирующих варианта, необходимо произвести технико-экономическое сравнение их с учетом санитарной оценки каждого.

Из сказанного выше следует, что первоначальные наброски схемы трассировки сети и произведенный гидравлический расчет могут рассматриваться только как первый, прикидочный и ориентировочный, вариант. Студенту, выполняющему впервые столь сложную работу, трудно получить с первой прикидки оптимальный вариант. На ватмане вычерчивается окончательный, откорректированный вариант решения канализационной сети города.

3. ДОЖДЕВАЯ СЕТЬ

Перед выполнением этой части курсового проекта студент должен изучить генеральный план населенного места, его рельеф, расположение улиц и площадей по отношению к водоемам (или неразрываемым оврагам), чтобы найти кратчайшие пути организованного отвода дождевых и талых вод открытой или закрытой сетью. Если возникает необходимость, то, в соответствии с местными условиями, производят начертание трасс нагорных канав для перехвата дождевых вод с загородных территорий.

При проектировании сети следует пользоваться нормами [2], а также специальной литературой [1].

3.1. Трассировка сети, выбор бассейна стока для детального проектирования

Территория населенного места разбивается на бассейны стока. Число бассейнов устанавливается в соответствии с рельефом местности, возможными местами выпуска (водоемы, овраги) и планировочным решением. Если мест для размещения будущих выпусков несколько, то целесообразна разбивка территории на большее количество бассейнов стока, так как при этом, в связи с сокращением протяженности сети, уменьшается и глубина ее заложения. Техничко-экономическими обоснованиями вариантов с учетом местных условий устанавливается рациональное число выпусков.

Трассировка сети каждого отдельного бассейна стока начинается с выбора направления главного коллектора. Его целесообразно размещать при выраженном рельефе в местах понижения рельефа (талъвеги), при плоском — в середине бассейна стока. Заканчивается трассировка начертанием боковых, второстепенных коллекторов.

После утверждения схемы дождевой сети для всего населенного места по указанию руководителя выбирается один из бассейнов стока для детального проектирования, включающего полный гидравлический расчет. Сеть избранного бассейна стока разбивается по длине на участки между поперечными улицами, местами присоединения дождеприемников.

Выбор мест для проектирования открытой, закрытой и смешанной дождевой сети обуславливается определенными условиями.

Открытая сеть может быть применена в поселках и небольших городах (до 50 тыс. жителей), при этом она тем целесообразнее, чем меньше выпадает осадков (или до 200 мм/г, или при значении параметра q_{20} до 70 л/с га).

Закрытая сеть проектируется в средних и больших городах, а также на площадях и магистральных улицах независимо от величины населенного места.

Смешанная дождевая сеть (открытая и закрытая) применяется в любых по количеству населения поселках и городах.

Если город расположен на одном берегу реки и имеет достаточно плоский рельеф местности, принимаем один бассейн поверхностного стока — по границам застройки и речному берегу (рис. 3.1).

Принципы трассирования дождевых сетей аналогичны трассированию бытовой сети. Вначале наносят на план главные перехватывающие коллекторы, которые собирают все атмосферные стоки с данного бассейна, затем коллекторы бассейнов водоотведения и, наконец, уличную сеть.

Как правило, при трассировании дождевой сети используется перпендикулярная схема водоотведения, согласно которой коллекторы бассейна стока трассируют приблизительно перпендикулярно течению воды в водоеме. В этом случае главные коллекторы не проектируются, и дождевые стоки сбрасываются в водоем без очистки.

Уличную сеть можно трассировать по трем вариантам:

- 1) объемлющая трассировка — применяется при небольшом уклоне местности и больших кварталах;
- 2) по пониженной стороне квартала — применяется при значительном уклоне поверхности ($i > 0,007$);
- 3) чересквартальная — применяется только тогда, когда известна детальная планировка квартала.

Для уменьшения глубины заложения труб уличных коллекторов следует стремиться, чтобы направление движения стоков следовало за естественным уклоном местности. Если часть микрорайона располагается на обратных склонах или отдельной пониженной части города, следует устраивать насосную станцию, которая будет перекачивать стоки напорным трубопроводом за водораздел (рис. 3.2).

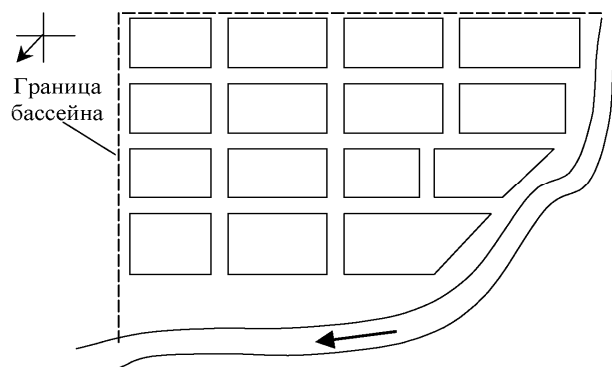


Рис. 3.1. Разбивка на бассейны

Для уменьшения расхода стока во время сильных дождей в случае необходимости предусматриваются регулирующие резервуары перед коллекторами большой протяженности, насосными станциями и очистными сооружениями. Для пропуска во время сильных дождей части поверхностного стока в водоем предусматриваются ливнеспуски и разделительные камеры.

После выбора окончательного варианта трассировки все микрорайоны города нумеруются (1, 2, 3, 5 и т. д.). Если трассирование производилось по объемлющей схеме, то каждый микрорайон дополнительно разбивается диагоналями или биссектрисами углов. Границами площадей стока являются середины проездов между кварталами (см. рис. 3.2).

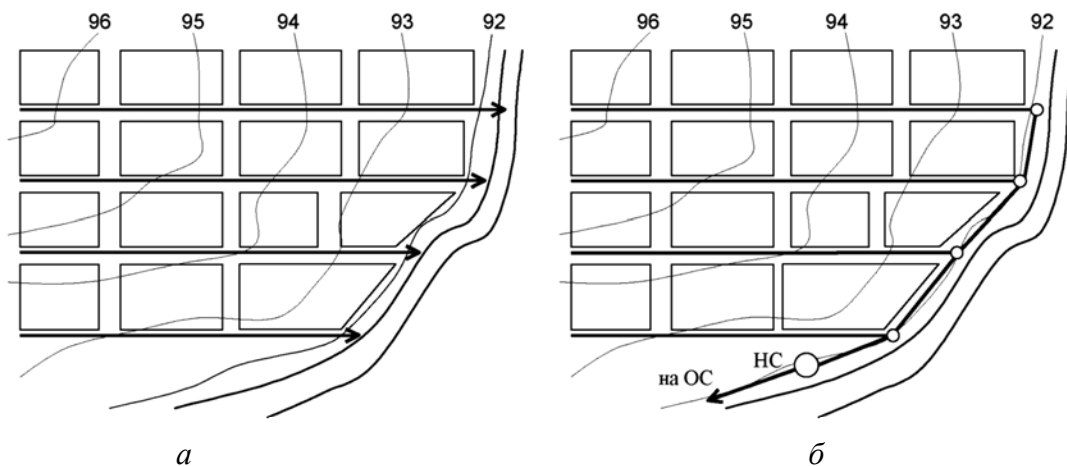


Рис. 3.2. Трассировка коллекторов бассейна стока: *а* — без главного коллектора; *б* — с главным коллектором; НС — насосная станция; ОС — очистные сооружения поверхностного стока

Каждому элементу площади стока присваивается шифр 1а, 1б, 1в, 1г и т. д. (рис. 3.3).

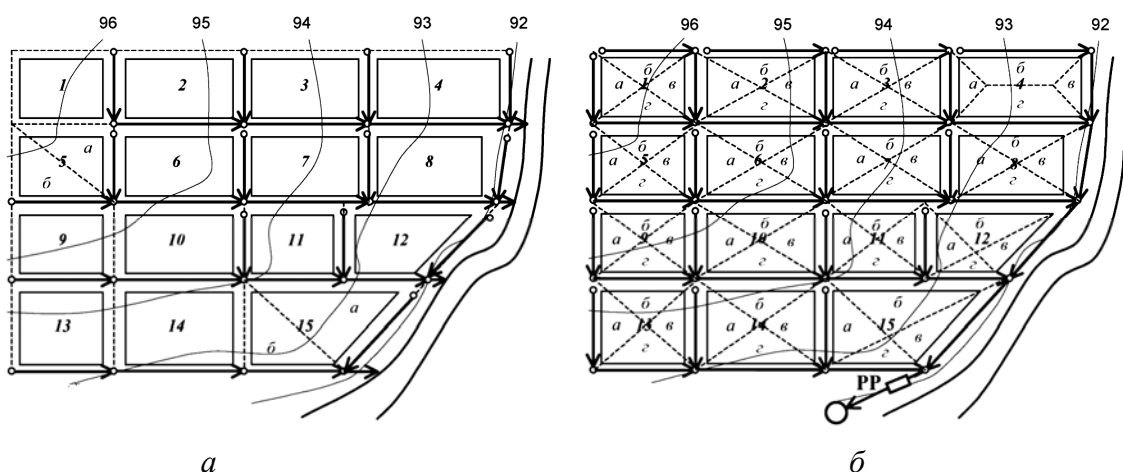


Рис. 3.3. Трассировка уличной дождевой сети: *а* — по пониженной грани; *б* — по объемлющей схеме; РР — регулирующий резервуар

Следующим этапом проектирования дождевой сети является ее гидравлический расчет и высотное проектирование. В отличие от бытовых водоотводящих сетей расчетные расходы на участках определяются непосредственно в ходе гидравлического расчета, при подборе диаметра и уклона трубопровода.

Гидравлический расчет сети заключается в подборе диаметра и уклона трубопровода на участках таким образом, чтобы значения скорости в трубопроводе соответствовали требованиям [2]. Высотное проектирование сети состоит из расчетов, необходимых при построении профиля сети, а также для определения величины минимального заложения уличной сети.

Определяются площади всех пронумерованных элементов кварталов и заполняются столбцы 1, 2 и 3 по форме 1.

Форма 1

№ квартала	Шифр площади стока	Величина площади стока, га
1	1а	1,5
	1б	1,5
	1в	1,5
	1г	1,5
		$F_1 = 6$
2	2а	1,75
	2б	1,75
	2в	1,75
	2г	1,75
		$F_2 = 7$
3	3а и т. д.	1,75
...		

Итого по всему бассейну стока $F_{\text{общ}} = 106,87$ га

Дождевую водоотводящую сеть разбивают на расчетные участки, каждому узлу (колодцу) сети присваивается номер (рис. 3.4).

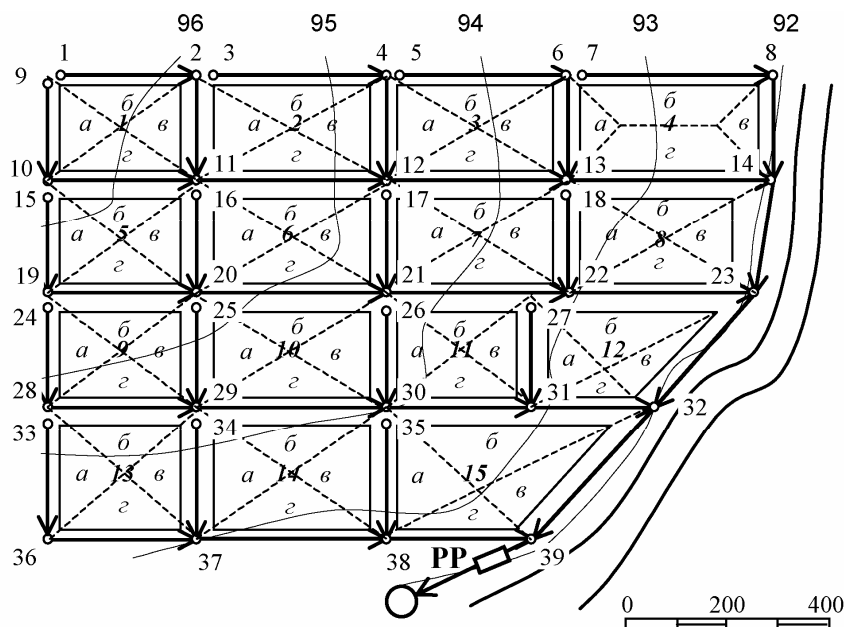


Рис. 3.4. Бассейн стока с расчетными участками

Затем заполняется форма 2, где необходимо указать площади стока, тяготеющие к участкам, а также их длины и геодезические отметки колодцев начала и конца, которые определяются по генплану города.

№ участка	Примыкающие площади		Геодезические отметки, м		Длина, м
	шифры	значения, га	начало	конец	
1	2	3	4	5	6
1-2	1б	1,5	96,7	95,8	270
3-4	2б	1,75	95,75	94,75	330
5-6	3б	1,75	94,6	93,55	330
7-8	4б	3,0	93,4	92,1	380
9-10	1а	1,5	96,75	96,33	180
10-11	1г, 5б	3,0	96,35	95,6	300
2-11	1в, 2а	3,25	95,8	95,6	180
11-12	2г, 6б	3,5	95,6	94,7	350
4-12	2в, 3а	3,5	94,75	94,7	180
12-13	3г, 7б	3,5	94,7	93,5	350
6-13	3в, 4а	2,75	93,55	93,5	180
13-14	4г, 8б	5,2	93,5	91,85	400
8-14	4в	1,0	92,1	91,85	200
15-19	5а	1,5	96,25	95,65	180
19-20	5г, 9б	3,0	95,65	95,2	300
16-20	5в, 6а	3,25	95,5	95,2	180
20-21	6г, 10б	3,5	95,2	94,45	350
17-21	6в, 7а	3,5	94,65	94,45	180
21-22	7г, 11б	3,1	94,45	93,15	350
18-22	7в, 8а	3,65	93,4	93,15	180
22-23	8г, 12б	4,53	93,15	91,8	360
14-23	8в	1,9	91,85	91,8	210
23-32	12в	1,95	91,8	92,05	300
...

3.2. Определение расчетных расходов

В зависимости от географического положения объекта канализования по картам и таблицам, приведенным в нормах [2, с. 4—7], принимаются основные расчетные параметры: q_{20} , n , p , m_r , γ .

Все площади микрорайонов в избранном бассейне стока разбиваются на площади, тяготеющие к отдельным участкам коллектора, в осях улиц. Результаты вычислений всех площадей стока, га, заносятся в ведомость-форму 2.

Для территории РФ расчетные интенсивности выпадения дождей q_0 определяются по формулам

$$q_0 = \frac{A^{1,2}}{t^{1,2n-0,1}}, \text{ л/с на 1 га;} \quad (3.1)$$

$$A = 20^n q_{20} \left(1 + \frac{\lg p}{\lg m_r} \right)^\gamma, \quad (3.2)$$

где q_{20} — интенсивность дождя для данной местности, л/с на 1 га, продолжительностью 20 мин и $p = 1$ году, принимаем по [2, рис. 1]; t — продолжитель-

ность дождя, мин, принимаемая, в соответствии с методом предельных интенсивностей, как сумма времени поверхностной концентрации t_{con} , продолжительности протекания дождевых вод по уличному лотку до дождеприемника t_{can} и общей продолжительности движения дождевых вод по коллекторам до расчетного сечения t_p

$$t_r = t_{\text{can}} + t_{\text{con}} + t_p;$$

m_r, γ, n — параметры, зависящие от географического положения объекта, принимается по [2, табл. 4]; p — период однократного превышения расчетный интенсивности дождя, г, принимается по [2, п. 2.13, табл. 5, 6, 7].

Для определения расходов дождевой воды, поступающей в сеть, следует учитывать, что не все количество выпавшей воды попадает в сеть. Часть ее испаряется, часть проникает в почву. Исходя из этого, при определении расчетного расхода вводят коэффициент стока ψ , меньшей единицы,

$$\psi = Z_{\text{mid}} q^{0,2} t^{0,1}, \quad (3.3)$$

где Z_{mid} — коэффициент, зависящий от рода поверхностных покровов, определяемый по [2, п. 2.17, табл. 9, 10].

Расчетные расходы дождевых вод с площади F определяются по формуле

$$q_r = \frac{Z_{\text{mid}} A^{1,2} F}{t_r^{1,2n-0,1}}, \text{ л/с}, \quad (3.4)$$

где F — площадь стока, га; t_{con} — время поверхностной концентрации, принимаемое в населенных местах равным 5...10 мин, при наличии же внутри микрорайонных закрытых дождевых сетей — 3...5 мин; t_{can} — время протока по лотку, мин

$$t_{\text{can}} = 0,021 \frac{l_{\text{лот}}}{v_{\text{лот}}}, \text{ мин}, \quad (3.5)$$

где $l_{\text{лот}}$ — длина лотка, м; $v_{\text{лот}}$ — расчетная скорость движения дождевых вод в конце лотка, м/с; t_p — время протока по трубе, мин;

$$t_p = 0,017 \frac{l_{\text{труб}}}{v_{\text{труб}}}, \text{ мин}, \quad (3.6)$$

где $l_{\text{труб}}$ — длина расчетного участка коллектора, м; $v_{\text{труб}}$ — расчетная скорость движения дождевых вод на данном участке коллектора, м/с.

Средние величины коэффициента покрова $Z_{\text{mid ср}}$ для данного бассейна стока определяется по формуле

$$Z_{\text{mid ср}} = \frac{a_1 Z_1 + a_2 Z_2 + \dots + a_n Z_n}{100}, \quad (3.7)$$

где a_1, a_2, a_n — площади покрытий различного рода в процентах от общей площади расчетного бассейна стока; Z_1, Z_2, Z_3 — значения коэффициентов покрова для различного рода покрытий из норм [2, табл. 9, 10].

В тех случаях, когда площадь стока коллектора составляет 500 га и более, в (3.4) следует вводить поправочный коэффициент K , учитывающий неравномерность выпадения дождя по площади и принимаемый по [2, табл. 8].

Таким образом, в формуле для определения расчетного расхода (3.4) значения A , t_{con} , t_{can} , n , m_2 , γ постоянны для всего расчетного бассейна канализования (или для площади промышленного предприятия). Для различных расчетных участков коллектора дождевой сети изменяются две величины: площадь стока F и продолжительность движения дождевых вод по коллектору до расчетного сечения t_p .

При гидравлическом расчете дождевой сети в практике проектирования применяют способ, значительно упрощающий трудоемкие вычисления расчетных расходов.

Построение графика удельного стока. По (3.4) определяют расход $q_{\text{уд}}$ на единицу площади ($F = 1$ га) при различных значениях $t_{\text{пр}}$.

Для получения данных при построении графика удельного стока ограничиваются вычислениями удельного расхода $q_{\text{уд}}$ для 8...10 значений продолжительности протока $t_{\text{пр}}$ в пределах от 0 до 45 мин, что достаточно в дальнейшем для определения $q_{\text{уд}}$ при любых значениях $t_{\text{пр}}$.

Обычно выбирают следующие конкретные значения $t_{\text{пр}}$: 0; 5; 10; 15; 20; 30; 35; 40 и 45 мин и, вычислив десять значений $q_{\text{уд}}$, строят кривую удельного стока, подобную изображенной на рис. 3.5.

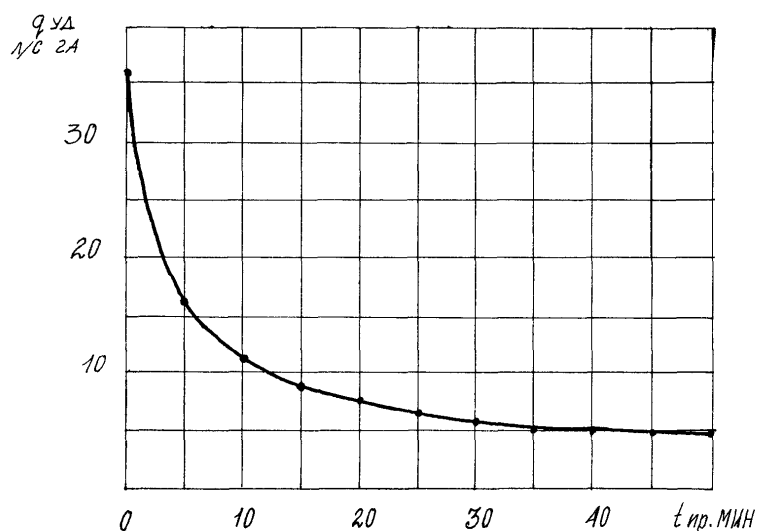


Рис. 3.5. График удельного стока от времени протока по трубам

В дальнейших расчетах, зная для любого расчетного участка дождевой сети значения F (площади стока) и t_p , быстро, без вспомогательных вычислений, определяют расчетный расход дождевых вод $q_p^{\text{л}}$ как произведение найденной по кривой, согласно рис. 3.5, величины $q_{\text{уд}}$ (отвечающей заданному t_p) на F :

$$q_p^{\text{л}} = q_{\text{уд}} F, \text{ л/с.} \quad (3.8)$$

Для сокращения времени на арифметические подсчеты в табл. 3.1 приводятся вспомогательные данные.

Таблица 3.1

Данные для проектирования расчетных интенсивностей и расчетного стока

n	20^n	$1,2n - 0,1$	2^n	5^n	10^n	$2^{1,2n - 0,1}$	$5^{1,2n - 0,1}$	$10^{1,2n - 0,1}$
0,45	3,85	0,44	1,37	2,07	2,82	1,36	2,03	2,76
0,5	4,47	0,5	1,41	2,24	3,16	1,41	2,24	3,16
0,55	5,2	0,56	1,46	2,42	3,55	1,48	2,46	3,63
0,6	6,03	0,62	1,52	2,63	3,99	1,54	2,71	4,17
0,65	7,01	0,68	1,57	2,85	4,47	1,6	2,99	4,79
0,67	7,44	0,704	1,59	2,94	4,68	1,63	3,11	5,06
0,7	8,14	0,74	1,61	3,08	5,02	1,67	3,29	5,5
0,75	9,46	0,8	1,68	3,34	5,63	1,74	3,62	6,32

В то же время при наличии современной вычислительной техники можно график удельного стока (см. рис. 3.5) не строить, а вести расчет непосредственно по (3.4).

3.3. Гидравлический расчет дождевой сети

Перед расчетом дождевой сети студент должен выполнить следующие этапы работы:

- 1) трассировку дождевой сети;
- 2) разбивку ее на расчетные участки;
- 3) разбивку территории бассейна на площади стока, прилегающие к расчетным участкам (разбивка на простейшие фигуры: трапеции, треугольники в осях улиц по биссектрисам углов);
- 4) вычислить площади отдельных фигур стока, прилегающих к расчетным участкам сети, и эти расчеты свести в ведомость;
- 5) определить средний коэффициент стока или средний коэффициент покрова по (3.7);
- б) определить параметры q_{20} ; p ; n ; m ; γ и найти величину A для заданного населенного места;
- 7) подготовить данные для определения расчетных расходов по изложенному способу (построение графика удельного стока).

Основной сложностью при проведении гидравлического расчета дождевых сетей является то, что величина расчетного расхода связана с продолжительностью протекания стоков по сети, которая, в свою очередь, зависит от искомого уклона и диаметра труб. Поэтому расчет приходится проводить методом последовательных приближений.

Расчет начинают, как правило, с наиболее длинного коллектора бассейна стока, проверяя его в необходимых случаях (при неравномерном нарастании площадей) на расчетный расход, получаемый не со всей площади водосбора коллектора, а только с ее части.

Продолжительности протока дождевых вод по поверхности к дождеприемнику t_{con} и t_{can} можно принимать одинаковыми для всей сети в целом или

для отдельных бассейнов. Затем задаются скоростью потока на верховом участке коллектора, определяют время потока по нему воды. По принятой площади стока, примыкающей к участку, вычисляется расчетный расход на нем по (3.4).

Затем по соответствующим таблицам или номограммам подбираются трубы необходимого диаметра и уклона при условии примерного соответствия принятой скорости на участке и ее табличного значения. Если такого совпадения нет, то следует повторить весь расчет при вычисленных скоростях и скорректировать расчетный расход и выбранный диаметр трубы. Последующие участки рассчитываются аналогичным образом, только при расчете продолжительности дождя следует время потока на данном участке суммировать со временем потока на всех предыдущих участках от начала коллектора. Кроме того, в (3.4) следует подставлять площадь, также суммированную из площадей, примыкающих ко всем предшествующим участкам.

Если расходы на последующем участке окажутся меньше, чем на предыдущем, то они принимаются равными. Обычно при подборе диаметров допускается расхождение между пропускной способностью и расчетным расходом труб, а также между принятой и табличной скоростью на участке до $\pm 10...15\%$.

Для заполнения таблицы гидравлического расчета по форме 3 необходимо знать геодезические отметки колодцев начала и конца участков всей сети, их длины и площади, примыкающие к каждому участку. Эти данные берутся из формы 2.

Форма 3

№ участка	Площадь, га		Скорость, м/с	t_p , мин	Удельный сток, л/с-га	Расход, л/с	Пропускная способность, л/с	Диаметр, мм	Уклон
	участковая	накопленная							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
...									

Окончание формы 3

Длина, м	Падение, м	Отметки, м						Глубина, м		Примечание
		земли		щельги		лотка		в начале	в конце	
		в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце			
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21

После выполнения указанных этапов работы гидравлический расчет ведется в ведомости по форме 3.

Последовательность заполнения формы 3 такова: сначала сразу заполняются столбцы с исходными данными (столбцы 1, 2, 11, 13 и 14). Затем необходимо производить гидравлический расчет последовательно каждого участка в следующем порядке:

1. Рассчитывается площадь стока (накопленная площадь из столбца 3) как сумма всех накопленных площадей, примыкающих сверху участков, плюс непосредственно участковая площадь.

2. Задаются ориентировочной скоростью протока (например, 0,8 м/с) и рассчитывают продолжительность протока в трубах на участке t_p по (3.6). Для этого рассчитывают время протока на участке и суммируют его с наибольшей продолжительностью из всех примыкающих сверху участков — столбец 5.

3. В зависимости от найденного значения t_p находится удельный сток q_0 по (3.1) (столбец 6), затем рассчитывается расход на участке (столбец 7) по формуле

$$q_p = Z_{\text{mid}} F q_0, \text{ л/с},$$

где Z_{mid} — коэффициент, учитывающий неравномерность выпадения дождя по площади (3.7); F — накопленная площадь, га.

4. Если участок верховой, то глубину заложения трубопровода в начале участка h_1 принимают равной минимальной h_{min} , причем ориентировочный диаметр принимается равным минимальному для принятого вида сети. Если участок имеет примыкающие к нему вышерасположенные участки, то начальную глубину ориентировочно принимают равной наибольшей глубины заложения в конце этих участков. Поэтому необходимым условием для расчета данного участка является расчет всех участков, примыкающих к нему сверху.

5. Рассчитывают ориентировочный минимальный уклон трубопровода:

$$i = 1/D,$$

где D — диаметр трубопровода.

6. Подбирается трубопровод с необходимым диаметром D , полным наполнением, скоростью течения v и уклоном i по известному расчетному расходу и скорости протока. Трубы можно подбирать по номограммам, графикам или таблицам, например, по таблицам [7]. Для определения скорости и расхода при промежуточном значении уклона необходимо использовать интерполяцию.

Подбор необходимо начинать с минимального диаметра, постепенно увеличивая. Уклон трубопровода должен быть не меньше ориентировочного минимального. Скорость должна быть, во-первых, не меньше минимальной в соответствии с [2, табл. 16], во-вторых, не меньше наибольшей скорости на примыкающих участках. Если пропускная способность (или табличная скорость) будут отличаться от расчетного расхода (или принятой скорости) более чем на 10...15 %, необходимо принять другую скорость протока на участке, пересчитать продолжительность протока t , удельный сток q_0 и расход q_p .

Если расход на участке менее 20...25 л/с, то участок можно считать нерасчетным: диаметр и уклон принимаются минимальными, а пропускная способность и скорость не подбираются.

Заполняются столбцы 8, 9, 10 и 12. Падение (см. форма 3, графа 12) равно произведению длины на уклон (il).

7. Из всех примыкающих к началу участков выбирается участок с наибольшей глубиной заложения, который и будет сопряженным. Затем рассчитываются глубина заложения и отметки в начале участка, при этом возможны следующие случаи:

а) если участок сопряжен с другим, то отметка воды $Z_{1ш}$ в начале участка равна отметке воды в конце сопряженного участка, т. е. значение из столбца 16 переписывается в столбец 15. Затем вычисляется отметка лотка $Z_{1л}$ в начале участка

$$Z_{1л} = Z_{1ш} - D$$

и записывается в столбец 17.

Глубина заложения в начале участка определяется по формуле

$$h_1 = Z_1 - Z_{1л},$$

(здесь Z_1 — отметка поверхности земли в начале участка) и записывается в столбец 19;

б) если участок не имеет сопряжения (т. е. верховой или после насосной станции), то отметка дна в начале участка равна $Z_{1д} = Z_1 - h_1$. Отметка шельги в начале равна $Z_{1ш} = Z_{1л} + D$. Заполняются столбцы 19, 17 и 15. Если участок нерасчетный, то отметка воды принимается равной отметке лотка, а в столбцах 15 и 16 ставятся прочерки.

8. Рассчитываются глубина заложения и отметки в конце участка:

а) отметка лотка: $Z_{2л} = Z_{1л} - \text{падение}$;

б) отметка шельги: $Z_{2ш} = Z_{2л} + D$ или $Z_{2ш} = Z_{1ш} - \text{падение}$;

в) глубина заложения: $h_2 = Z_2 - Z_{2л}$ (Z_2 — отметка поверхности земли в конце участка).

Если глубина заложения окажется в итоге больше максимальной глубины для заданного вида грунта, то в начале текущего участка ставится районная или местная насосная станция, глубина в начале участка принимается равной минимальной, и расчет повторяется, начиная с пункта б (скорости на примыкающих участках при этом не учитываются).

Заполняются столбцы 16, 18 и 20. В столбце 21 можно записывать тип сопряжения, сопряженный участок, наличие насосных станций и т. д.

Определяются, согласно [2] и (3.5), $t_{\text{кон}}$ и $t_{\text{кан}}$. При этом можно ориентировочно принять скорость движения воды по лотку в зависимости от уклона местности в направлении движения воды в следующих пределах:

$I_{\text{мест}}$	0,005	0,004	0,003	0,002	0,001	$\leq 0,0005$
$v_{\text{лот}}, \text{ м/с}$	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1

При увеличении уклона более 0,005 следует увеличивать скорость на 0,05 м/с на каждые 0,001 уклона.

Подбираем диаметр трубы. При этом следует учесть, что минимальный диаметр дождевой сети 250 мм и сеть может работать полным сечением, т. е. $h/d \leq 1$, это значит, что следует искать расчетный расход q_r в последней строчке расчетных таблиц, при этом уклон трубы принимается либо минимально допустимым для данного диаметра, если уклон местности меньше его, либо равным уклону местности, если последний больше минимально допустимого.

Подобрав диаметр трубы, которая при принятом уклоне и полном сечении может пропустить расчетный расход, определяем фактическую скорость движения воды с расходом q_r в трубе данного диаметра, лежащей с принятым уклоном.

Глубина заложения дождевой сети в начале первого участка зависит от местных условий. Если внутри микрорайонные сети отсутствуют, время поверхностной концентрации назначается 5...10 мин, то начальная глубина диктуется глубиной заложения верхового приемника. Глубина заложения труб и дождеприемников принимается на основании опыта эксплуатации в данном районе или в аналогичных условиях. При отсутствии этих данных глубина заложения лотка дождеприемника при пучинистых грунтах равна глубине промерзания, а при других — на 0,3 м выше глубины промерзания. По условиям прочности над трубой присоединения дождеприемника к сети должен быть слой земли не менее 0,7 м. На магистральных улицах эта величина должна быть не менее 1 м.

Минимальную глубину заложения следует принимать как наибольшую из двух величин:

$$\begin{aligned} h_1 &= h_{\text{пр}} - a, \text{ м;} \\ h_2 &= 0,7 + D, \text{ м,} \end{aligned} \quad (3.9)$$

где $h_{\text{пр}}$ — нормативная глубина промерзания грунта для данного района; a — параметр, принимаемый для труб диаметром до 500 мм, — 0,3 м, для труб большего диаметра — 0,5 м; D — диаметр трубы, м.

Если проектом предусматривается укладка внутри микрорайонных сетей (время поверхностной концентрации при этом равно 3...5 мин), то начальная глубина заложения уличного коллектора дождевой сети H , в верховье которого имеются дождеприемные колодцы, определяется по формуле

$$H = h_1 + il + (z_1 - z_2) + \Delta, \quad (3.10)$$

где h_1 — глубина заложения дождеприемника, м; i — уклон трубы присоединения или внутри микрорайонной сети; l — длина ветки присоединения или внутри микрорайонной сети; z_1 — отметка крышки смотрового колодца на уличном коллекторе, м; может совпадать с отметкой поверхности земли (графа 18); z_2 — отметка крышки дождеприемника, м; можно назначить в пределах площадок стока, прилегающих к расчетному участку; Δ — разность диаметров трубопроводов уличной сети и ветки присоединения с территории микрорайона, м.

Диаметры веток присоединения принимаются в пределах 200...400 мм, в зависимости от величины площадок стока.

При выборе наименьшей глубины заложения остаются в силе общие положения норм проектирования.

Дальнейший гидравлический расчет ведется аналогично расчету бытовой сети (глава 2), и заполнение этих граф не требует подробных пояснений.

В дождевой канализации соединения труб в колодцах производится по шельгам, поэтому значения отметок конца шельги на участке переходит в начало участка.

Следует проверять, чтобы глубина заложения лотка трубы (графы 19, 20) была не менее $D_{\text{тр}} + 1$ м.

При гидравлическом расчете в тех случаях, когда диаметр коллектора изменяется с большего на меньший, в связи с резким увеличением уклона местности, необходимо выравнять не шельги, а лотки труб (т. е. отметки их дна).

Построение продольного профиля, с учетом некоторых особенностей расчета дождевой сети, выполняется так же, как и для бытовой сети.

4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА РАЗДЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ КАНАЛИЗАЦИИ

В примерах расчета иллюстрируется практическое применение основных положений, разобранных в предыдущих разделах.

Исходные данные

Основные исходные данные приняты по табл. 1.1.

Генеральный план города приведен на рис. 2.1.

Дополнительные исходные данные:

В микрорайоне № 14 (см. рис. 2.1) расположена больница на 900 мест (коек).

В правобережном районе города вне микрорайонов расположены школа на 1000 учащихся и промышленное предприятие, работающее в одну смену, имеющее только холодные цеха (тепловыделение менее 20 ккал на м³/ч); расходы и коэффициенты неравномерности водоотведения бытовых и производственных сточных вод промпредприятия составляют:

$$Q_{\text{быт}} = 23 \text{ м}^3/\text{см};$$

$$Q_{\text{техн}} = 1000 \text{ м}^3/\text{см}, K_{\text{ч}} = 3,0;$$

$$Q_{\text{душ}} = 4 \text{ м}^3/\text{см}, K_{\text{ч}} = 2,7.$$

Продолжительность смены — 8 ч. В дождевую сеть сбрасываются условно-чистые воды $q_{\text{у.ч}} = 7,0$ л/с.

Коэффициенты стока дождевых вод с территории промышленного предприятия и кварталов жилой застройки равны по величине.

Пример 1

Определить число жителей в городе и количество объектов хозяйственно-бытового назначения с сосредоточенным сбросом сточных вод.

Генплан города задан в масштабе 1 : 10 000. Замерив суммарную площадь кварталов жилой застройки в каждом районе города ($F_1 = 135,00$ га и $F_2 = 12,65$ га) и приняв соответствующую плотность расселения (см. исходные данные), по (2.1) определяют число жителей в каждом районе:

$$N_1 = 135,00 \cdot 300 = 40\,500 \text{ чел};$$

$$N_2 = 12,65 \cdot 400 = 5060 \text{ чел}.$$

Пропускная способность бань города в соответствии с заданием составляет:

$$N_1^6 = \frac{40\,500 \cdot 2,5}{100} = 1012 \text{ чел/сут};$$

$$N_2^6 = \frac{5060 \cdot 2,5}{100} = 126 \text{ чел/сут.}$$

Приняв вместимость бани 100 чел и задавшись продолжительностью работы бани в течение суток ($T = 12$ ч) и продолжительностью пользования баней одним посетителем ($t = 2$ ч), определяют пропускную способность бани:

$$P_6 = \frac{100T}{t} = \frac{100 \cdot 12}{2} = 600 \text{ чел/сут.}$$

Кроме того, по заданию в городе суммарная производительность прачечных составляет 12 т сухого белья в сутки. Принимаем два банно-прачечных комбината, каждый из которых имеет пропускную способность 600 чел/сут и производительность 6000 кг/сут сухого белья.

Количество мест в гостиницах на весь город составит (из условия 0,5 % от числа жителей города):

$$N_r = \frac{(40\,500 + 5056) \cdot 5}{1000} = 230 \text{ мест.}$$

Принимаем одну гостиницу.

Определение сосредоточенных расходов, входящих в норму водоотведения, производится в табличной форме по (2.3) и (2.7). Результаты представлены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Сосредоточенные расходы, входящие в норму водоотведения

Обозначения по генплану	Назначение зданий	Ед. изм.	Количество единиц (пропускная способность, производительность)		Нормы расхода воды на ед., л	Продолжительность работы, ч.	Коэффициент неравномерности водоотведения	Расходы, л/с	
			по расчету	типовые				средне-суточные	расчетные
1-й район									
Б _н	Баня	чел/сут	569	600	150	12	1,0	90 000	2,08
Б _н	Баня	чел/сут	569	600	150	12	1,0	90 000	2,08
П	Прачечная	кг/сут	6000	6000	60	16	1,0	360 000	6,2
П	То же	То же	6000	6000	60	16	1,0	360 000	6,2
Б _л	Больница	коек	900	900	250	24	2,5	225 000	6,5
Итого по каждому району								1 125 000	23,06
2-й район									
Ш	Школа	уч.	1000	1000	15	8	2,0	15 000	1,04

Пример 2

Вычислить расчетные расходы производственно-бытовых сточных вод.

До определения расчетных расходов была выбрана площадка очистных сооружений (ОС), выполнена трассировка сети и разбивка микрорайонов по площадям стока, пронумерованы и обозначены расчетные участки, микрорайоны и площади стока, намечен створ прокладки дюкера, показанного на рис. 1.1 (в качестве конкурирующего варианта для данного города может быть рассмотрено расположение дюкера выше по течению реки, в точке 32).

Определение средних расходов бытовых сточных вод с площадей стока

После вычисления сосредоточенных расходов, входящих в норму водоотведения (см. табл. 4.1), определяем остаточную норму водоотведения и модуль стока для каждого района города по формулам (2.4') и (2.5')

$$q_{01} = 350 - \frac{1\,125\,000}{40\,500} = 322 \text{ л/сут чел,}$$

где 350 — норма водоотведения.

$$q_{уд}^1 = \frac{322 \cdot 300}{86\,400} = 1,12 \text{ л/с га,}$$

где 300 — плотность населения в 1-м районе.

$$q_{02} = 350 - \frac{15\,000}{5060} = 347 \text{ л/сут чел;}$$

$$q_{уд}^2 = \frac{347 \cdot 400}{86\,400} = 1,61 \text{ л/с га.}$$

Далее определяем величины отдельных площадей стока и средних расходов, поступающих с них

$$q_{cp} = q_{уд} f.$$

Результаты расчетов приводится в табличной форме (табл. 4.2). Для контроля правильности вычислений суммируют величины площадей стока в каждом районе (см. табл. 4.2, графа 4) и сравнивают с полученной ранее (см. пример 1) суммарной площадью жилой застройки данного района. Сумма средних расходов с площадей стока данного района (см. табл. 4.2, графа 5) должна быть равна произведению суммарной площади на модуль стока:

$$\Sigma q_{cp}^1 = q_{уд}^1 F_1;$$

$$\Sigma q_{cp}^1 = 135,0 \cdot 1,12 = 151,0 \text{ л/с;}$$

$$\Sigma q_{cp}^2 = q_{уд}^2 F_2;$$

$$\Sigma q_{cp}^2 = 12,64 \cdot 1,61 = 20,4 \text{ л/с.}$$

Таблица 4.2

Определение средних расходов сточных вод с площадей стока

№ микрорайона	Шифр площади	Подсчет площадей стока	Величина площади стока, га	Средний расход с площади, л/с
1	2	3	4	5
1-й район. Модуль стока $q_{уд}^1 = 1,12$ л/с га				
1, 2, 10	а	230·150·0,5	1,32	1,48
	б	230·150·0,5	1,32	1,48
	в	230·150·0,5	1,32	1,48
	г	230·150·0,5	1,32	1,48
4, 5, 6, 7	а	(420 + 190) · 0,5 · 115	3,51	3,93
	б	230·150·0,5	1,32	1,48
	в	(420 + 190) · 0,5 · 115	3,51	3,93
	г	230·150·0,5	1,32	1,48
Итого по первому району			$F_1 = 135,0$ га	
			$\Sigma q_{cp} = 151,0$ л/с	
2-й район. Модуль стока $q_{уд}^2 = 1,61$ л/с га				
16, 17	а	(420 + 240) · 0,5 · 80	2,56	4,13
	б	150·80·0,5	0,6	0,97
	в	(420 + 240) · 0,5 · 80	2,56	4,13
	г	150·80·0,5	0,6	0,97
Итого по второму району			$F_2 = 12,64$ га	
			$\Sigma q_{cp} = 20,4$ л/с	
Всего по 1 и 2-му районам			$F = F_1 + F_2 = 147,64$ га	

Определение сосредоточенных расходов, не входящих в норму водоотведения

Сюда относятся расходы от гостиниц, автопредприятий и т. д. (расходы от промышленных предприятий вычисляются отдельно). Результаты расчетов приведены в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Сосредоточенные расходы, не входящие в норму водоотведения

№ п/п	По генплану	Назначение зданий	Ед. изм.	Пропускная способность производительность		Норма расхода воды на единицу, л	Продолжительность работы, ч	Коэффициент неравномерности	Расходы	
				по расчету	типовая				средний, л/сут	расчетный, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Г _с	Гостиница	мест	230	230	200	24	1,7	46 000	0,9
2	Г	Автопредприятие	маш.	90	90	1500	4	1,0	135 000	9,35
Итого									181 000	10,25

Определение расчетных расходов сточных вод промышленных предприятий

В левобережной части города (1-й район) расположен кожевенный завод. Определение расходов производственных (технологических) сточных вод производится по (2.8) и (2.9), результаты расчетов сведены в табл. 4.4.

Таблица 4.4

Определение расходов производственных сточных вод

Наименование цехов	№ смен	Продолжительность смены, ч	Единица измерения продукции	Число единиц в смену	Норма водоотведения на единицу продукции, м ³	Расход воды, м ³ /смену	Коэффициент неравномерности	Расход воды, м ³ /ч	Расчетный расход, л/с
Холодный и горячий	$\frac{1}{2}$	$\frac{8-16}{16-24}$	т	$\frac{17,5}{7,5}$	116,0	$\frac{2030,0}{840,0}$	2,0	$\frac{507,0}{217,5}$	$\frac{141,0}{60,4}$
Итого				25,0		2900,0			

Первая смена является максимальной по расходу сточных вод, и суммарный расчетный расход сточных вод кожевенного завода составит

$$q_p^{1пп} = q_p^{техн} + q_p^{быт};$$

$$q_p^{1пп} = 141,0 + 1,63 = 142,63 \text{ л/с.}$$

Расчетный расход производственных сточных вод промпредприятия 2-го района, в соответствии с исходными данными, составит

$$q_p^{техн} = \frac{Q_{техн} \cdot 1000 \cdot K_q}{T \cdot 3600};$$

$$q_p^{техн} = \frac{1000 \cdot 1000 \cdot 2,7}{8 \cdot 3600} = 93,6 \text{ л/с.}$$

Расчетный расход бытовых сточных вод промпредприятия 2-го района, в соответствии с исходными данными, составит

$$q_p^{быт} = \frac{Q_{быт} \cdot 1000 \cdot K_q}{T \cdot 3600};$$

$$q_p^{быт} = \frac{23 \cdot 1000 \cdot 3}{8 \cdot 3600} = 2,4 \text{ л/с.}$$

Суммарный расчетный расход сточных вод промпредприятия 2-го района:

$$q_p^{2пп} = 93,6 + 2,4 = 96 \text{ л/с.}$$

Расходы бытовых сточных вод кожевенного завода определены по (2.10—2.15) и представлены в табл. 4.5.

Таблица 4.5

Определение расходов бытовых сточных и душевых сточных вод кожевенного завода

Наименование цехов	№ смены	Продолжительность, ч	Число рабочих и служащих в смену	Бытовые сточные воды				Число душевых секток	Душевые сточные воды			
				норма водоотведения, л	расход воды в смену, м ³	коэффициент часовой неравномерности	расчетный расход, л/с		норма водоотведения, л	расход воды в смену, м ³	коэффициент часовой неравномерности	расчетный расход, л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Холодный	1	8—16	400	25	10	3	1,04	8	500	4,0	1,0	1,48
	2	16—24	20		0,5		4			2,0		0,74
Горячий	1	8—16	150	45	6,75	2,5	0,59	8	500	4,0	1,0	1,48
	2	16—24	100		4,5		0,39			6		3,0

Примечание. Рабочие и служащие пользуются душем в следующий час после окончания смены в течение 45 мин.

Определение расчетных расходов на расчетных участках сети

Результаты расчетов для главных коллекторов и отдельных участков (см. рис. 2.1) приведены в табл. 4.6.

Таблица 4.6

Ведомость расчетных расходов

№ расчетных участков	Шифры площадей стока или номера участков сети для определения средних расходов			Средние расходы с микрорайонов жилой застройки (без сосредоточенных расходов), л/с				Коэффициент общей неравномерности	Расчетные расходы, л/с					
	путевые	боковые	транзитные	путевые	боковые	транзитные	общие		с микрорайона	сосредоточенные				суммарные
										собственные	боковые	транзитные	общие	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Главный коллектор левобережного района и приток 1-2														
1-1'	1г	—	—	1,48	—	—	1,48	3,0	4,44	—	—	—	—	4,44
1'-1"	2г	—	1'-1'	1,48	—	1,48	2,96	3	8,88	8,28	—	—	8,28	17,16
1"-2	3г	—	1'-1"	1,00	—	2,96	3,96	3	11,88	—	—	8,28	8,28	20,16
2-3	3в	—	1"-2	6,34	—	3,96	10,3	2,70	27,8	—	—	8,28	8,28	36,08
3-4	8в	—	2-3	2,9	37,3	10,3	50,5	1,8	91	—	—	8,28	8,28	99,29
4-5	12в	15-4	3-4	6,64	26,86	50,5	84,0	1,68	141,00	—	142,63	8,28	150,91	291,91
5-6	13в	22-5	4-5	1,0	51	84,0	136,0	1,50	204	—	8,28	150,91	159,19	363,19
6-нс	—	25-6	5-6	—	15,0	136,0	171,4	1,44	247	—	10,25	159,19	266,48	513,48
		5-6			20,4						97,04			
Приток 1-7-8-9-12														
1-7	1а	—	—	1,48	—	—	1,48	3,0	4,44	—	—	—	—	4,44
7-8	16;4г	—	1-7	2,96	—	1,48	4,44	3,0	13,3	—	—	—	—	43,3
8-9	2в;5г	1-8	7-8	2,96	2,96	4,44	10,36	2,7	2,8	—	—	—	—	28
Главный коллектор правобережного района														
29-30	16-2	—	—	0,97	—	—	0,97	3,0	2,91	1,04	—	—	1,04	3,95
30-31	16а	—	29-30	4,13	—	0,97	5,1	3,0	15,3	—	—	1,04	1,04	16,34
31-32	17-а	21-31	30-31	4,13	6,07	5,1	15,3	2,5	38,3	—	—	1,04	1,04	39,34
32-33	—	—	—	—	5,1	15,3	20,4	2,3	46,9	96,0	—	1,04	97,01	143,94
33-А	—	—	—	—	—	20,40	20,4	2,3	46,9	—	—	97,04	97,04	143,4

Пример 3

Произвести гидравлический расчет производственно-бытовой сети. Начальная глубина заложения определяется по (2.23) и составляет

$$H_1 = 0,85 + 0,008(80 + 20) + 0,05 + 0,20 = 1,9 \text{ м.}$$

Результаты гидравлического расчета главных коллекторов и отдельных притоков, согласно рис. 2.1, приведены в табл. 4.7. Сопряжение труб на соседних участках выполнено по уровню воды (отметка поверхности воды в начале участка принималась равной отметке поверхности воды в конце предыдущего участка, а затем вычислялись отметки дна канала). При сопряжении «по шельгам» первоначально определяют отметку лотка (графа 15) отнимают разницу между диаметрами труб на данном и предыдущем участках и полученную величину переносят в графу 14. Затем определяют отметки поверхности воды.

Таблица 4.7

Гидравлический расчет производственно-бытовой сети

№ участка	Расчетный расход, л/с	Длина L, м	Уклон i	Падение H, м	Диаметр, мм	Заполнение		Скорость, м/с	Отметки, м						Глубина заложения	
						h/Д	h, м		поверхности земли		поверхности воды		лотка		в начале	в конце
									Н	К	Н	К	Н	К		
						1	2		3	4	5	6	7	8	9	10
Главный коллектор левобережного района и приток 1-2																
1-1'	4,44	250	0,006	1,50	200	0,3	0,06	—	18,74	17,74	16,9	15,4	16,840	15,340	1,9	2,4
1'-1"	17,16	270	0,006	1,62	250	0,44	0,11	0,83	17,74	16,60	15,4	13,780	15,29	13,67	2,45	2,93
1"-2	20,16	250	0,0085	2,12	250	0,44	0,11	0,99	16,60	13,00	13,780	11,660	13,67	11,55	2,93	1,45
2-3	36,08	740	0,0035	2,59	300	0,6	0,18	0,82	13,00	11,60	11,660	9,07	11,48	8,89	1,52	2,71
3-4	99,28	480	0,0025	1,20	450	0,65	0,29	0,93	11,60	11,00	9,07	7,87	8,78	7,58	2,82	3,42
4-5	291,91	760	0,0016	1,22	700	0,7	0,49	1,01	11,00	10,80	7,87	6,65	7,38	6,16	3,62	4,64
5-6	363,19	260	0,0015	0,39	800	0,65	0,52	1,05	10,80	10,50	6,65	6,26	6,13	5,74	4,67	4,76
6-нс	513,48	50	0,0015	0,075	900	0,67	0,6	1,15	10,50	10,00	5,575	5,5	4,975	4,9	5,53	5,10
Главный коллектор 2-го района, дюкер и приток 29-30																
29-30	3,95	160	0,005	0,8	200	0,29	0,06	—	13,34	12,04	11,5	10,7	11,44	10,64	1,9	1,4
30-31	16,34	450	0,004	1,8	250	0,48	0,12	0,71	12,04	11,3	10,7	8,9	10,58	8,78	1,46	2,52
31-32	39,34	450	0,003	1,35	350	0,52	0,18	0,8	11,3	10,9	8,9	7,55	8,72	7,37	2,58	3,53
32-33	143,94	500	0,002	1	500	0,75	0,375	0,92	10,9	10,6	7,55	6,55	7,175	6,175	3,73	4,43
33-А	143,94	40	0,0025	0,1	500	0,69	0,345	1,01	10,6	9,9	6,52	6,42	6,175	6,075	4,43	3,83
А-Б дюкер	143,94	120	—	0,7	2×300	—	—	—	9,9	10,1	6,375	5,675	6,075	5,375	3,83	4,73
Б-6	143,94	40	0,0025	0,1	500	0,69	0,345	1,01	10,1	10,5	5,675	5,575	5,33	5,23	4,77	5,27
Приток 1-2 (2-й вариант)																
1-1'	4,44	250	0,005	1,25	200	0,3	0,06	—	18,74	17,74	16,9	15,65	16,84	15,59	1,9	2,15
1'-1"	17,16	270	0,004	1,08	250	0,5	0,125	0,72	17,74	16,6	15,45	14,57	15,525	14,445	2,22	2,16
1"-2	20,16	250	0,012	3	250	0,4	0,1	1,12	16,6	13	14,54	11,545	14,445	11,445	2,16	1,56

Так, например, для участка 3-4 отметка лотка в начале участка (графа 14) составит $8,890 - (450 - 300) = 8,740$.

При сопряжении «по шельгам» глубина заложения сети становится больше. Величина падения (графа 5) на участке А-Б (дюкер) принимается в соответствии с гидравлическим расчетом дюкера.

В точках 2 и 30 глубина заложения оказалась меньше начальной, поэтому следует проверить по (2.23), будет ли обеспечено подключение зданий с площадей стока 3 г и 16 г к уличной сети. Глубина заложения сети в точке 2 или 30 окажет влияние на глубину заложения главных коллекторов, поэтому нецелесообразно увеличение глубины в этих точках и следует в случае необходимости рассмотреть вопрос о частичном подключении площадей стока 3 и 16 г к участкам 2-3 и 30-31. Расчет притока 1-2 выполнен по двум вариантам. По 1-му варианту глубина заложения в точках 1' и 1'' больше, однако, увеличение уклонов на участках 1-1' и 1'-1'' улучшит гидравлический режим движения сточных вод, уменьшит число засорений, что позволит снизить эксплуатационные расходы.

При расходах до 10 л/с скорость на участках сети может не определяться; минимальный уклон принимается в соответствии с нормами [2].

Пример 4

Произвести гидравлический расчет дюкера.

Длина дюкера $l_{A-B} = 120$ м, расчетный расход сточных вод 143,94 л/с. Принимаем две рабочие нитки.

Находим диаметр труб дюкера:

$$D \leq \sqrt{\frac{4 \cdot 0,144}{2 \cdot 3,14}} = 0,302 \text{ м.}$$

Принимаем $D = 300$ мм.

По литературе [7, табл. 44—47] значения скорости v , гидравлического уклона I , местных потерь напора на входе, выходе и поворотах дюкера (повороты под углом 20°) составят $v = 1,01$ м/с; $I = 0,0052$; $h_{\text{вх}} = 0,03$ м; $h_{\text{пов}} = 0,002 \cdot 4 = 0,008$ м; $h_{\text{вых}} = 0,00$, так как скорости потока в дюкере и на участке за дюкером одинаковы.

$$H = 0,0052 \cdot 120 + 0,03 + 0,008 = 0,662 \text{ м.}$$

Принимаем $H = 0,7$ м.

При пропуске всего расхода (143,94 л/с) по одной нитке (в случае аварии) скорость в дюкере возрастет в два раза, а общие потери увеличатся приблизительно в 4 раза и составят

$$H_{\text{авар}} = 0,662 \cdot 4 = 2,65 \text{ м.}$$

При аварии на одной нитке дюкера во входной камере образуется подпор, равный

$$h = 2,65 - 0,7 = 1,97 \text{ м.}$$

Отметка уровня воды во входной камере (см. табл. 4.7) составит

$$\nabla_{\text{авар}} = \nabla_A + 1,97 = 6,42 + 1,97 = 8,39 \text{ м.}$$

Отметка поверхности земли в точке А $\Delta_A = 9,9$ м, поэтому излива сточных вод на поверхность в этой точке не будет. Однако нужно сделать проверку, не произойдет ли излива сточных вод на поверхность в точках, расположенных выше по течению (диктующими являются наиболее удаленные и низкорасположенные точки). Для этого определяем потери напора по длине участков при пропуске по ним расчетных расходов. Поскольку движение жидкости из-за подпора будет напорным, нужно определить величины гидравлического уклона на каждом участке и далее потери напора. Величина гидравлического уклона I может быть определена по зависимости

$$I = \frac{i_n q_p^2}{q_n^2},$$

где q_n — расход, пропускаемый трубой заданного диаметра при полном заполнении и уклоне i_n (принимается по табл. [6, 7], уклон i_n может приниматься произвольно); q_p — расчетный расход на данном участке.

Так, например, для трубы $D = 250$ мм при $i_n = 0,004$ при $h/D = 1$ находим $q_n = 35,3$ л/с; при пропуске $q_n = 16,34$ л/с в напорном режиме величина гидравлического уклона составит

$$I = \left(\frac{16,34}{35,3} \right)^2 0,004 = 0,00086.$$

Общие потери на участке от точки А до точки 30 с учетом местных потерь составят

$$H_{A-30} = 1,1 \cdot 1,658 = 1,83 \text{ м.}$$

Отметка поверхности воды в точке 30 будет равна

$$\nabla_{30 \text{ авар}} = \nabla_{A \text{ авар}} + 1,83 = 8,39 + 1,83 = 10,22 \text{ м.}$$

Результаты расчетов по определению потери напора по длине участков при аварии приведены в табл. 4.8.

Таблица 4.8

Потери напора на участках сети при аварии на дюкере

№ участка	Расчетный расход, л/с	Длина участка, м	Диаметр, мм	Гидравлический уклон	Потери напора по длине, м
33-А	143,94	40	500	0,00165	0,066
32-33	143,94	500	500	0,00165	0,825
31-32	39,34	450	350	0,00084	0,380
30-31	16,34	450	250	0,00086	0,387
				$\Sigma h = 1,658$	

Из расчетов видно, что излива сточных вод на поверхность не произойдет.

Таким образом, можно определить отметку уровня воды в любой точке коллектора. Линия горизонта воды в верховых коллекторах при аварии на дюкере может быть нанесена на продольные профили этих коллекторов.

Пример 5

Произвести гидравлический расчет дождевой сети

Исходные данные

Город, в соответствии с рис. 3.4, расположен в Омской области. 35 % его территории занимает застройка, 15 % — дороги и тротуары из асфальтобетона, 5 % — тротуары из брусчатки и 45 % территории отводится под зеленые насаждения. Грунт — глины, суглинки.

Задание

Рассчитать коллекторы 10-11-12-13-14 и 19-20-21-22-23 до участка 23-32.

Расчет сведен в табл. 4.9.

Омская область относится к южной части Западной Сибири. По рис. 1 [2] находим значение параметра $q_{20} = 60$ л/с·га. Средний уклон местности равен $\sim 0,0036$, площадь бассейна составляет 106,87 га. Согласно табл. 5 [2] условия расположения коллекторов благоприятные, следовательно, принимаем период однократного превышения расчетной интенсивности $P = 0,5$ года. По табл. 4 [2] находим значения параметров $n = 0,58$; $m_r = 80$ и $\gamma = 1,54$.

По (3.2) рассчитываем параметр A :

$$A = 20^{0,58} \cdot 60 \left(1 + \frac{\lg 0,5}{\lg 80} \right)^{1,54} = 261,57.$$

Затем находим средневзвешенное значение коэффициента Z_{mid} по табл. 9, 10 [2]. Для асфальтобетонных покрытий и кровли коэффициент $z = 0,32$, для брусчатки $z = 0,224$, для зеленых насаждений $z = 0,038$. По (3.7) рассчитываем

$$Z_{\text{mid ср}} = \frac{35 \cdot 0,32 + 15 \cdot 0,32 + 5 \cdot 0,224 + 45 \cdot 0,038}{100} = 0,188.$$

Принимаем продолжительность протекания дождевых вод до уличного лотка t_{con} равной 5 мин, а продолжительность t_{can} равной 1 мин.

Подставляем значения в (2) [2] для расчета:

$$q_r = \frac{0,188 \cdot 216,57^{1,2} \cdot 0,71}{(5 + 1 + t_p)^{1,2 \cdot 0,58 - 0,1}} = \frac{84,75}{(6 + t_p)^{0,596}}.$$

Рассчитываем значения для графика 3.5:

t_p , мин	0	1	2	5	10	20	40	60
q_c , л/с*га	29,13	26,57	24,54	20,30	16,24	12,16	8,65	6,98

По полученным точкам строим график зависимости $q_r = f(t_p)$ (рис. 4.1).

Так как общая площадь стока города менее 500 га, по согласно п. 2.14 [2], коэффициент, учитывающий неравномерность выпадения дождя по площади, можно не учитывать ($K = 1$).

Таблица 4.9

Пример гидравлического расчета и высотного проектирования дождевой сети

№ участка	Площадь, га		Скорость, м/с	t_p , мин.	Удельный сток, л/с · га	Расход, л/с	Пропускная способность, л/с	Диаметр, мм	Уклон	Длина, м	Падение, м	Отметки, м						Глубина, м		Примечание				
	участковая	накопленная										земли		шелыги		лотка		в начале	в конце		в начале	в конце	в начале	в конце
												в начале	в конце	в начале	в конце	в начале	в конце							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21				
1-2	1,5	1,5	0,7	6,56	18,6	27,9	30,68	250	0,003	270	0,81	96,70	95,80	94,95	94,14	94,70	93,89	2,00	1,91					
3-4	1,75	1,75	0,7	8,01	17,5	30,63	30,68	250	0,003	330	0,99	95,75	94,75	94,00	93,01	93,75	92,76	2,00	1,99					
5-6	1,75	1,75	0,7	8,01	17,5	30,63	30,68	250	0,003	330	0,99	94,60	93,55	92,85	91,86	92,60	91,61	2,00	1,94					
7-8	3,0	3,0	0,8	8,08	17,4	52,2	59,37	300	0,004	380	1,52	93,40	92,10	91,75	90,23	91,50	89,98	1,90	2,12					
9-10	1,5	1,5	0,7	4,37	21,0	31,5	30,68	250	0,003	180	0,54	96,75	96,35	95,10	94,56	94,85	94,31	1,90	2,04					
10-11	3,0	4,5	0,8	10,75	15,9	71,55	75,5	350	0,003	300	0,90	96,35	95,60	94,56	93,66	94,21	93,31	2,14	2,29	9-10				
2-11	3,25	4,75	0,8	10,38	15,95	75,76	75,5	350	0,003	180	0,54	95,80	95,60	94,14	93,60	93,79	93,25	2,01	2,35	1-2				
11-12	3,5	12,75	0,8	18,19	12,6	160,65	163,0	500	0,002	350	0,70	95,60	94,70	93,60	92,90	93,10	92,40	2,50	2,30	2-11				
4-12	3,5	5,25	0,8	11,84	15,3	80,3	75,5	350	0,003	180	0,54	94,75	94,70	93,01	92,47	92,66	92,12	2,09	2,58	3-4				
12-13	3,5	21,5	1,0	24,14	11,1	238,65	255,0	550	0,003	350	1,05	94,70	93,50	92,47	91,42	91,92	90,87	2,78	2,63	4-12				
6-13	2,75	4,5	0,8	11,84	15,3	68,85	75,5	350	0,003	180	0,54	93,55	93,50	91,86	91,32	91,51	90,97	2,04	2,53	5-6				
13-14	5,2	31,2	1,2	29,81	10,1	315,1	301,7	550	0,004	400	1,60	93,50	91,85	91,42	89,82	90,87	89,27	2,63	2,58	12-13				
8-14	1,0	4,0	0,8	12,33	15,1	60,4	59,37	300	0,004	200	0,80	92,10	91,85	90,23	89,43	89,93	89,13	2,17	2,72	7-8				
15-19	1,5	1,5	0,7	4,37	21,0	31,5	30,68	250	0,003	180	0,54	96,25	95,65	94,50	93,96	94,25	93,71	2,00	1,94					
19-20	3,0	4,5	0,8	10,75	15,9	71,55	75,5	350	0,003	300	0,90	95,65	95,20	93,96	93,06	93,61	92,71	2,04	2,49	15-19				
16-20	3,25	3,25	0,8	3,83	21,8	70,85	75,5	350	0,003	180	0,54	95,50	95,20	93,95	93,41	93,60	93,06	1,90	2,14					
20-21	3,5	11,25	0,8	18,19	12,6	141,75	163,0	500	0,002	350	0,70	95,20	94,45	93,06	92,36	62,56	91,86	2,64	2,59	19-20				
17-21	3,5	3,5	0,8	3,83	21,8	76,3	75,5	350	0,003	180	0,54	94,65	94,45	93,10	92,56	92,75	92,21	1,90	2,24					
21-22	3,1	17,85	1,0	24,14	11,1	238,65	255,0	550	0,003	350	1,05	94,45	93,15	92,36	91,31	91,81	90,76	2,64	2,39	20-21				
18-22	3,65	3,65	0,8	3,83	21,8	79,57	75,5	350	0,003	180	0,54	93,40	93,15	91,85	91,31	91,50	90,96	1,90	2,19					
22-23	4,53	26,03	1,2	29,24	10,3	268,1	301,7	550	0,004	360	1,44	93,15	91,80	91,31	89,87	90,76	89,32	2,39	2,48	21-22				
14-23	1,9	37,1	1,2	32,22	9,7	359,9	378,3	650	0,003	210	0,63	91,85	91,80	89,43	88,80	88,78	88,15	3,07	3,65	8-14				
23-32	1,95	65,08	1,2	36,47	9,1	592,2	556,7	750	0,003	300	0,90	91,80	92,05	88,80	87,90	88,05	87,15	3,75	4,90	14-23				

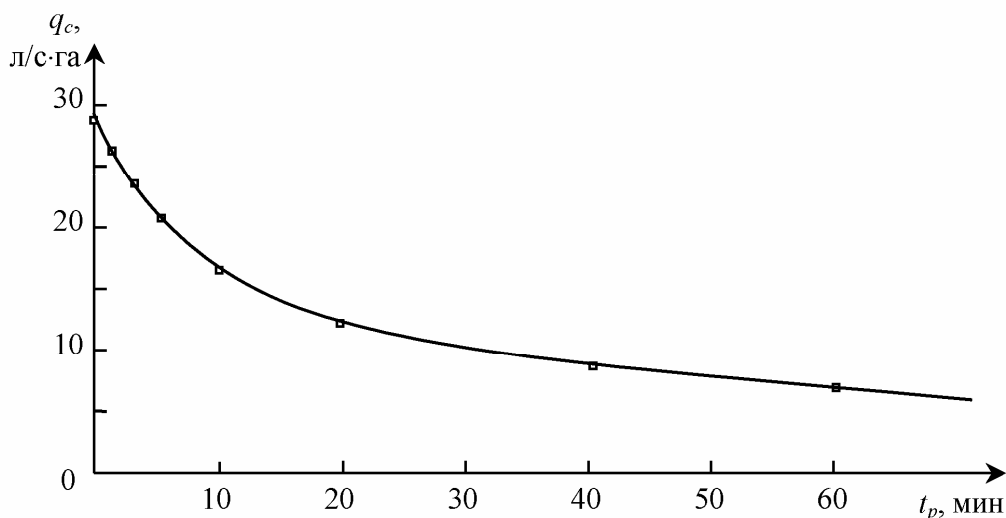


Рис. 4.1. График зависимости удельного стока от времени протока по трубам

Максимальную глубину для заданных грунтов примем 7 м. Принимаем по [5] глубину промерзания $h_{\text{пром}}$ равной 2,2 м.

Тогда по (3.9) минимальная глубина $h_{\text{мин}}$ для труб диаметром 200...500 мм составит 1,9 м, для труб 600...1000 мм — 1,7 м.

Расчет начинаем с верховых участков самого длинного коллектора (10-11-12-13-14).

Участок 1-2 верховой, поэтому накопленная площадь стока равна участковой, т. е. $F = 1,5$ га. Принимаем скорость протока по трубам 0,7 м/с, рассчитываем время $t_p = 0,017 \cdot 270 / 0,7 = 6,56$ мин. По графику 4.1 определяем удельный сток $q_c = 18,6$ л/с·га. Рассчитываем расход на участке $q = 18,6 \cdot 1,5 = 27,9$ л/с.

Принимаем глубину трубопровода в начале участка равной минимальной — 1,9 м. Рассчитываем ориентировочный уклон $96,70 - 95,80 / 270 = 0,00333$. С помощью табл. [6] методом интерполяции подбираем трубу диаметром 250 мм с уклоном 0,003. Пропускная способность (30,68 л/с) и скорость в трубопроводе (0,63 м/с) отличаются от принятых менее чем на 10...12 %, следовательно, подбор произведен правильно. Однако принятый уклон меньше ориентировочного, значит, в конце участка глубина заложения будет меньше допустимой. Чтобы избежать этого, принимаем другую начальную глубину трубопровода $h_1 = 2,00$ м.

Вычисляем падение $\Delta h = 270 \cdot 0,003 = 0,81$ м. Отметка дна в начале $Z_{1д} = 96,70 - 2,00 = 94,70$ м, отметка воды в начале $Z_{1в} = 94,70 + 0,25 = 94,95$. Рассчитываем отметку дна в конце участка $Z_{2д} = 94,70 - 0,81 = 93,89$ м, отметку воды в конце $Z_{2в} = 93,89 + 0,25 = 94,14$ м. Глубина заложения в конце $h_2 = 95,80 - 93,89 = 1,91$ м (больше минимальной).

Участки 3-4, 5-6, 7-8 и 9-10 верховые, рассчитываются аналогичным образом.

Участок 10-11 имеет один примыкающий участок 9-10, поэтому накопленная площадь будет равна $F = 3 + 1,5 = 4,5$ га. Принимаем скорость на участке равной 0,8 м/с (не менее скорости на участке 9-10).

При определении продолжительности t_p учитываем, что она складывается из времени протока на участке 9-10 и 10-11: $t_p = 0,017 \cdot 300 / 0,8 + 4,37 = 10,75$ мин. По графику определяем удельный сток $q_c = 15,9$ л/с га. Рассчитываем расход на участке $q = 15,9 \cdot 4,5 = 71,55$ л/с.

Участок сопряжен с участком 9-10, поэтому принимаем первоначальную глубину в начале 2,04 м. Рассчитываем ориентировочный уклон $96,35 - 95,60 / 300 = 0,002$. По табл. [6] подбираем трубопровод диаметром 350 мм с уклоном 0,003. Пропускная способность (75,5 л/с) и скорость (0,79 м/с) находятся в допустимых пределах.

Рассчитываем падение $\Delta h = 300 \cdot 0,003 = 0,9$ м. Сопряжение дождевой сети принимаем «по шельгам», поэтому отметка воды в начале равна отметке воды в конце сопряженного участка, т. е. $Z_{1в} = 94,56$ м. Отметка лотка в начале $Z_{1л} = 94,56 - 0,35 = 94,21$ м. Глубина заложения трубопровода в начале участка $h_1 = 96,35 - 94,21 = 2,14$ м.

Рассчитываем отметку лотка в конце участка $Z_{2л} = 94,21 - 0,9 = 93,31$ м, отметку воды в конце $Z_{2в} = 93,31 + 0,35 = 93,66$ м. Глубина заложения в конце $h_2 = 95,60 - 93,31 = 2,29$ м.

Расчет следующих участков ведется по той же методике, поэтому выделим лишь некоторые особенности.

Участок 11-12 имеет два примыкающих участка 10-11 и 2-11, в качестве сопряженного выбираем участок с наибольшей глубиной заложения в конце, т. е. участок 2-11. При расчете накопленной площади суммируем три значения $3,5 + 4,5 + 4,75 = 12,75$ га. При расчете продолжительности t_p из двух значений времени на примыкающих участках (10,75 мин и 10,38 мин) выбираем самую большую величину.

Расчет коллектора (19-20-21-22-23) проводим в той же последовательности — сначала верховые участки, затем все остальные.

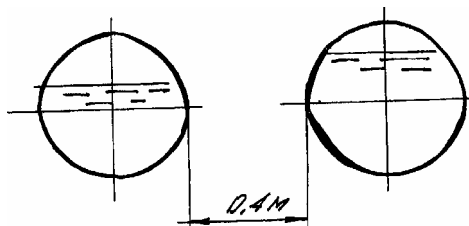
Список используемой литературы

1. Воронов Ю. В., Яковлев С. В. Водоотведение и очистка сточных вод : учеб. для вузов. — М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. — 704 с.
2. СНиП 2.04.03—85. Канализация. Наружные сети и сооружения. — М. : ОАО «ЦПП», 2007. — 87 с.
3. СНиП 2.04.02—84*. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. — М. : ОАО «ЦПП», 2008. — 128 с.
4. СНиП 2.04.01—85*. Внутренний водопровод и канализация зданий. — М. : ОАО «ЦПП», 2008. — 60 с.
5. СНиП 2.01.01—82. Строительная климатология и геофизика / Госстрой СССР. — М. : Стройиздат, 1983. — 136 с.
6. Алексеев М. И., Кармазинов Ф. В., Курганов А. М. Гидравлический расчет сетей водоотведения : справ. пособие. СПб., Гос. арх.-строит. ун-т : НТО спец. гор. хоз-ва СПб., 1997. — 128 с.
7. Лукиных А. А., Лукиных Н. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского : справ. пособие. — М. : Бастет, 2011. — 380 с.

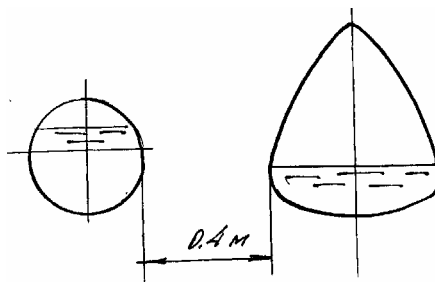
Приложение

1. Расстояние между трубами самотечной канализационной сети:

а) при их параллельной прокладке не менее 0,4 м



б) трубами водостоков и дренажей не менее 0,4



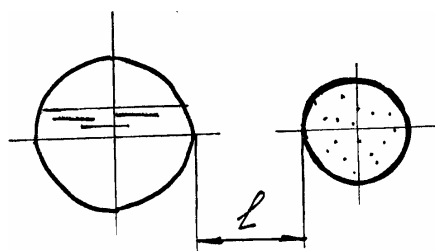
в) трубами газопроводов — величина l :

газопровод низкого давления $0,5 \text{ кг/см}^2$ — 1,0;

газопровод среднего давления до 3 кг/см^2 — 1,5;

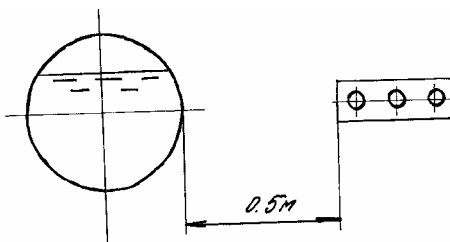
газопровод высокого давления $3 \dots 6,0 \text{ кг/см}^2$ — 2,0;

газопровод высокого давления $6,0 \dots 12,0 \text{ кг/см}^2$ — 5,0.

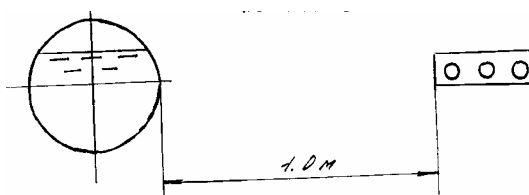


2. Расстояние между трубами самотечной канализационной сети:

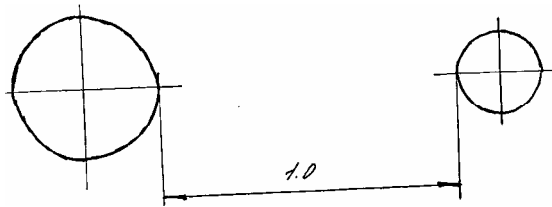
а) и силовыми кабелями не менее 0,5 м



б) кабелями завязи не менее 1,0 м

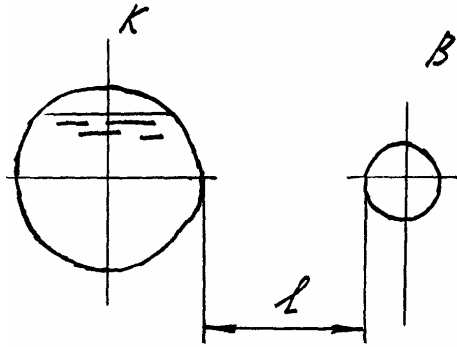


в) теплопроводами не менее 1,0 м



3. Расстояние между канализационными линиями и водопровода питьевой воды:

а) при параллельной прокладке



Величина l не менее:

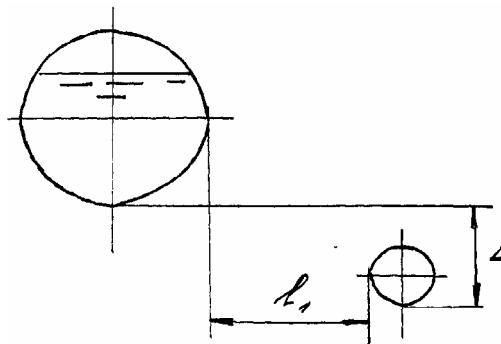
при диаметрах водопроводных труб до 200 мм — 1,5 м;

то же более 200 мм — 3,0 м.

Водопроводные трубы на этих участках должны быть металлическими;

б) при расположении водопроводных линий ниже канализационных:

величина l_1 не менее: $l_1 = l + \Delta$, где l — расстояние между трубами при их параллельной укладке;



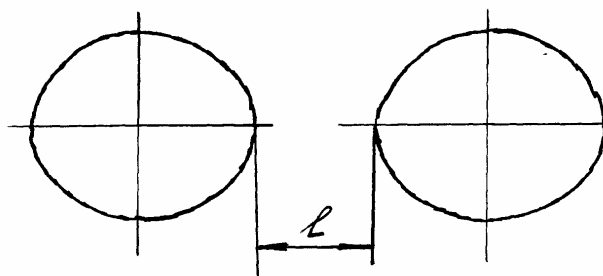
в) расстояние между напорными канализационными трубами при их параллельной прокладке:

величина l не менее:

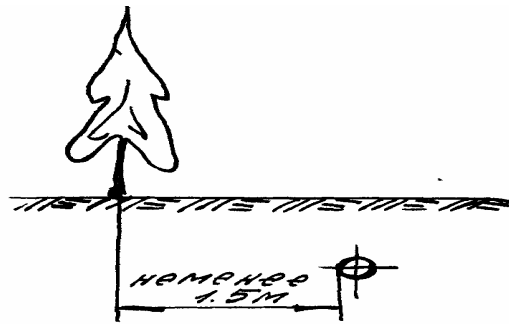
при диаметре труб до 300 мм включительно — 0,7 м;

при диаметре 400...1000 мм — 1 м;

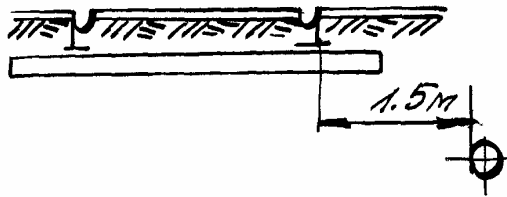
при диаметре более 1000 мм — 1,5 м.



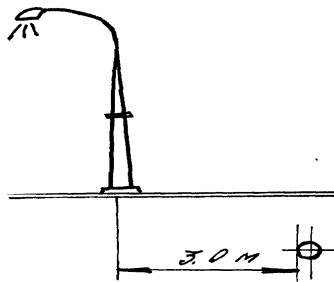
4. Расстояние между канализационной сетью
а) и деревьями



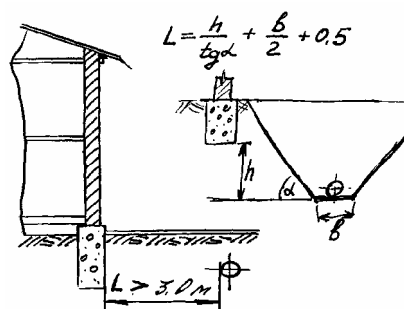
б) до крайнего рельса трамвайного пути



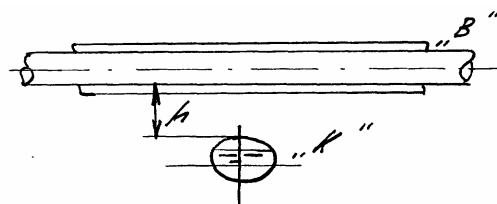
в) мачтами и опорами наружного освещения контактной сети и сети связи



г) обреза фундаментов зданий и сооружений



д) хозяйственно-питьевым водопроводом при укладке его выше канализационной сети;
водопровод из неметаллических труб

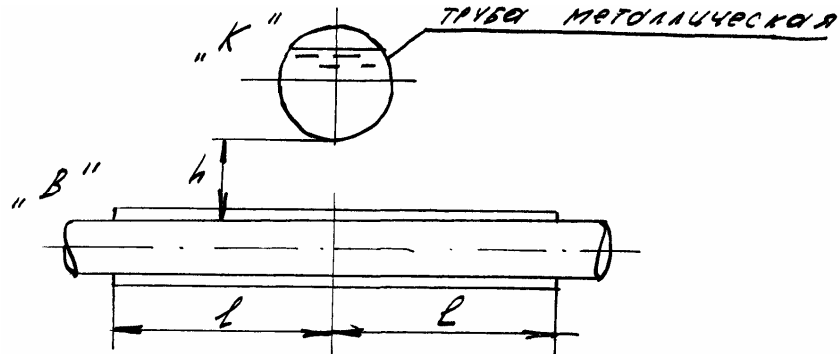


$$h \geq 0,4 \text{ м}$$

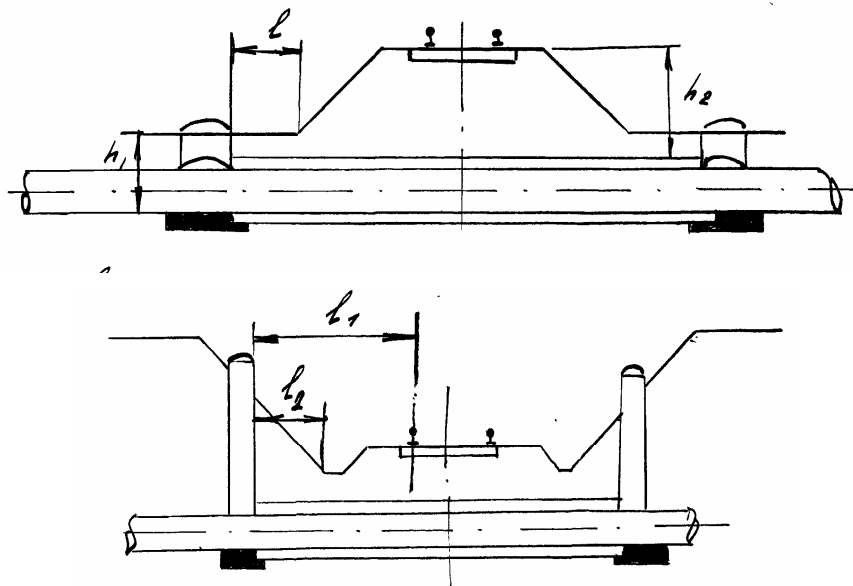
водопровод из металлических труб,



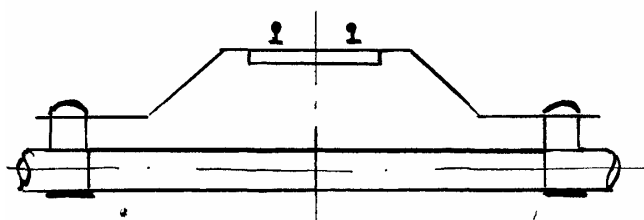
- где h — не нормируется, если l в глинистых грунтах $\geq 0,5$ м, в фильтрующих $\geq 10,0$ м;
 е) хозяйственно-питьевой водопровод при укладке его ниже канализационных сетей,
 где h — не нормируется, если l в глинистых грунтах 5 м; в фильтрующих — 10 м;
 ж) переходы через дороги



железные дороги I и II категории на перегоне, где l — не менее 5 м, но не менее h_1 ;
 h_2 — при открытом способе производства работ — 1,0 м, при закрытом способе производства работ — 1,5 м;

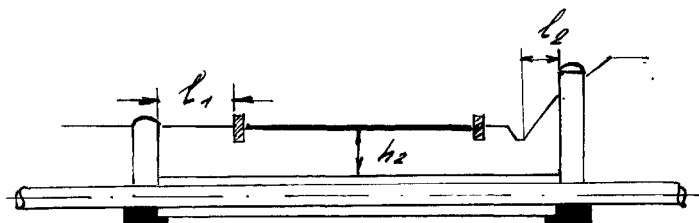


станционные пути железных дорог общей сети РФ, подъездные и внутризаводские.



Допускается проектировать без футляра, при этом:
безнапорные линии — из чугунных или ж/б труб;
напорные — стальные.

автомобильные дороги и магистральные городские проезды, где l_1 — не менее 5 м;
 l_2 — не менее 3 м; h_2 при открытом способе производства работ — 1,0 м, при закрытом
способе производства работ — 1,5 м.



План выпуска учеб.-метод. документ. 2013 г., поз. 27

Начальник РИО *М. Л. Песчаная*
Редактор *О. А. Шипунова*
Компьютерная правка и верстка *А. Г. Сиволобова*

Подписано в свет 15.05.2013.
Гарнитура «Таймс». Уч.-изд. л. 4,5. Объем данных 6,6 Мбайт.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
Редакционно-издательский отдел
400074, Волгоград, ул. Академическая, 1
<http://www.vgasu.ru>, info@vgasu.ru