

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Соловьев Дмитрий Александрович
Должность: ректор ФГБОУ ВО Саратовский ГАУ
Дата подписания: 27.07.2021 12:15:58
Уникальный программный ключ:
5b8335c1f3d6e7bd91a51b28834cdf2b81866538

ФГБОУ ВО Саратовский государственный аграрный университет
имени Н.И. Вавилова

Афонин В.В.

**Методические указания к выполнению курсового
проекта по дисциплине «Системы отвода и
очистка поверхностного стока»**



УДК 628.29 (075.8)

Афонин В.В. Методические указания к выполнению курсовых проектов по дисциплине «Системы отвода и очистка поверхностного стока» - Саратов: Издательский центр «Наука». – Саратов, 2021 – 42 с.

1. Трассировка дождевой канализации на городских территориях

Трассу водостоков в городах прокладывают с учетом рельефа. Она может совпадать с направлением улиц, а трасса главного коллектора проходит часто в пределах квартала. На улицах небольшой ширины (до 20...25 м) трассу водостока располагают по оси проезжей части или с одной стороны на расстоянии 1,5...2 м от тротуара. При большей ширине улицы могут прокладываться дублирующие коллекторы. Варианты схем трассировки ливневой канализации в городе представлена на рис. 1.1.

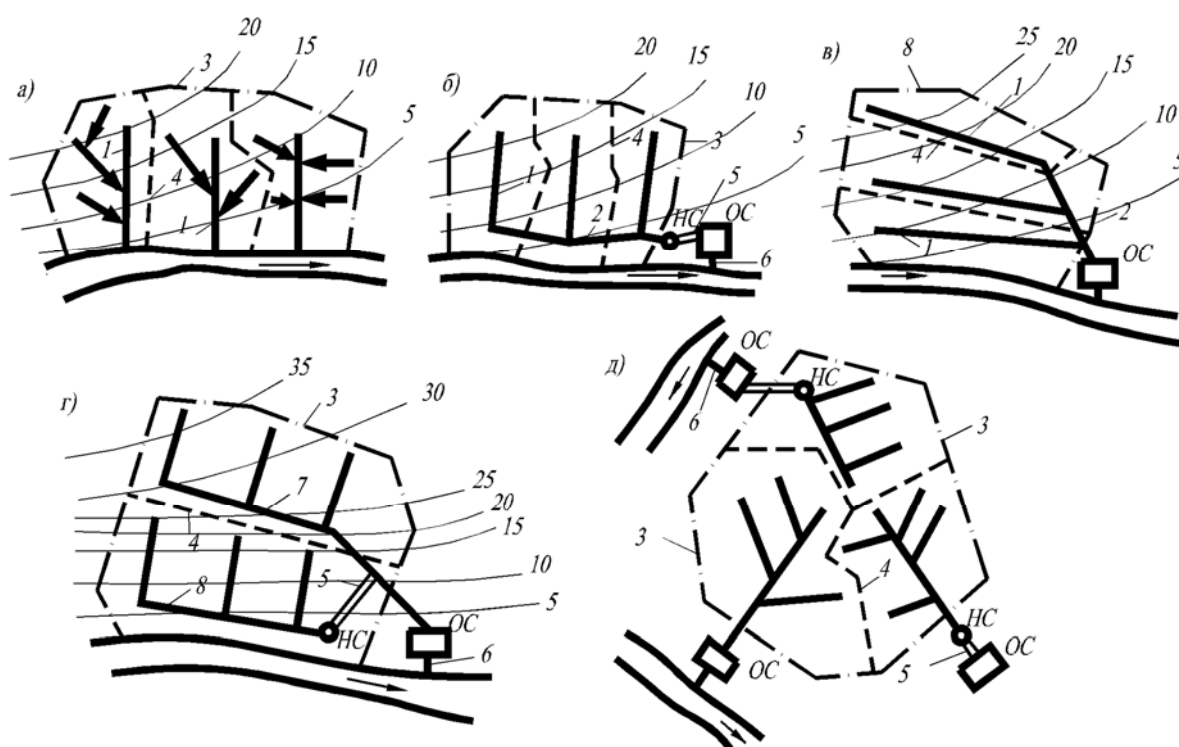


Рис. 1.1. Варианты трассировки сети водоотвода в городе

Уличные дождевые коллекторы в зависимости от рельефа местности трассируют по *объемлющей схеме*, при которой сеть трассируют по проездам, опоясывающим квартал со всех сторон (рис. 1.1 а, б, д), или по *пониженной грани* – сеть прокладывают только по наиболее низким граням кварталов (рис. 1.1 в, г).

Первый способ прокладки принимают при уклоне местности $i \leq 0,01$, второй при $i > 0,01$.

При трассировании водоотводящих сетей следует избегать пересечений с водными потоками, железнодорожными путями и другими подземными сооружениями, так как устройство этих пересечений сложно и вызывает затруднения в эксплуатации сети.

При небольших расходах и малых диаметрах коллекторов сеть водоотвода необходимо трассировать небольшими участками. Коллекторы большого сечения прокладывают с малыми уклонами и большой протяженности.

При *полной раздельной системе* водоотведения предусматривают прокладку по проездам двух сетей – дождевой и бытовой. *Дождевую сеть* трассируют так, чтобы расстояние от места выпуска сточных вод в ближайший водоем или тальвег было наименьшим. При *общесплавной системе* главный коллектор трассируют вдоль берега водоема или глубокого тальвега, в который может быть сброшена через ливнеспуски часть дождевого стока. При *полураздельной системе* трассировку бытовой сети необходимо предусматривать таким образом, чтобы коллекторы бассейна водоотведения и главный коллектор имели заглубление большее, чем дождевая сеть.

2. Построение продольных профилей земной поверхности по трассе внутриквартальных и уличных коллекторов

Продольный профиль по коллектору ливневой канализации разрабатывается для ветви ливневой канализации, проходящей под центральной магистралью населенного пункта.

Образец профиля по поверхности земли представлен на рисунке 2.1.

Дождеприемные колодцы:

Дождеприемники по ГОСТ 26008-83 предусмотрены:

- на затяжных участках спусков (подъемов);
- на перекрестках и пешеходных переходах со стороны притока поверхностных вод;
- в пониженных местах в конце затяжных участков спусков;
- в пониженных местах при пилообразном профиле лотков улиц;
- в местах улиц, дворовых и парковых территорий, не имеющих стока поверхностных вод.

В пониженных местах наряду с дождеприемниками, имеющими горизонтальное перекрытое решеткой отверстие в плоскости проезжей части, применяются дождеприемники с вертикальным в плоскости бордюрного камня отверстиями и комбинированного типа с отверстиями как горизонтальным, так и вертикальным.

На участках с затяжным продольным уклоном следует применены дождеприемники с горизонтальным отверстием.

Для ливневой канализации используются дождеприёмные колодцы секционные VetoMax ДК-30.38.44-Б- бетонные с размерами секции (Д x Ш x В) (509x386x436 мм).

Канализационные трубопроводы:

Так как используется самотечная система, то нормам в качестве канализационных трубопроводов применяются: безнапорные чаще железобетонные трубы диаметром от 200 до 600 мм.

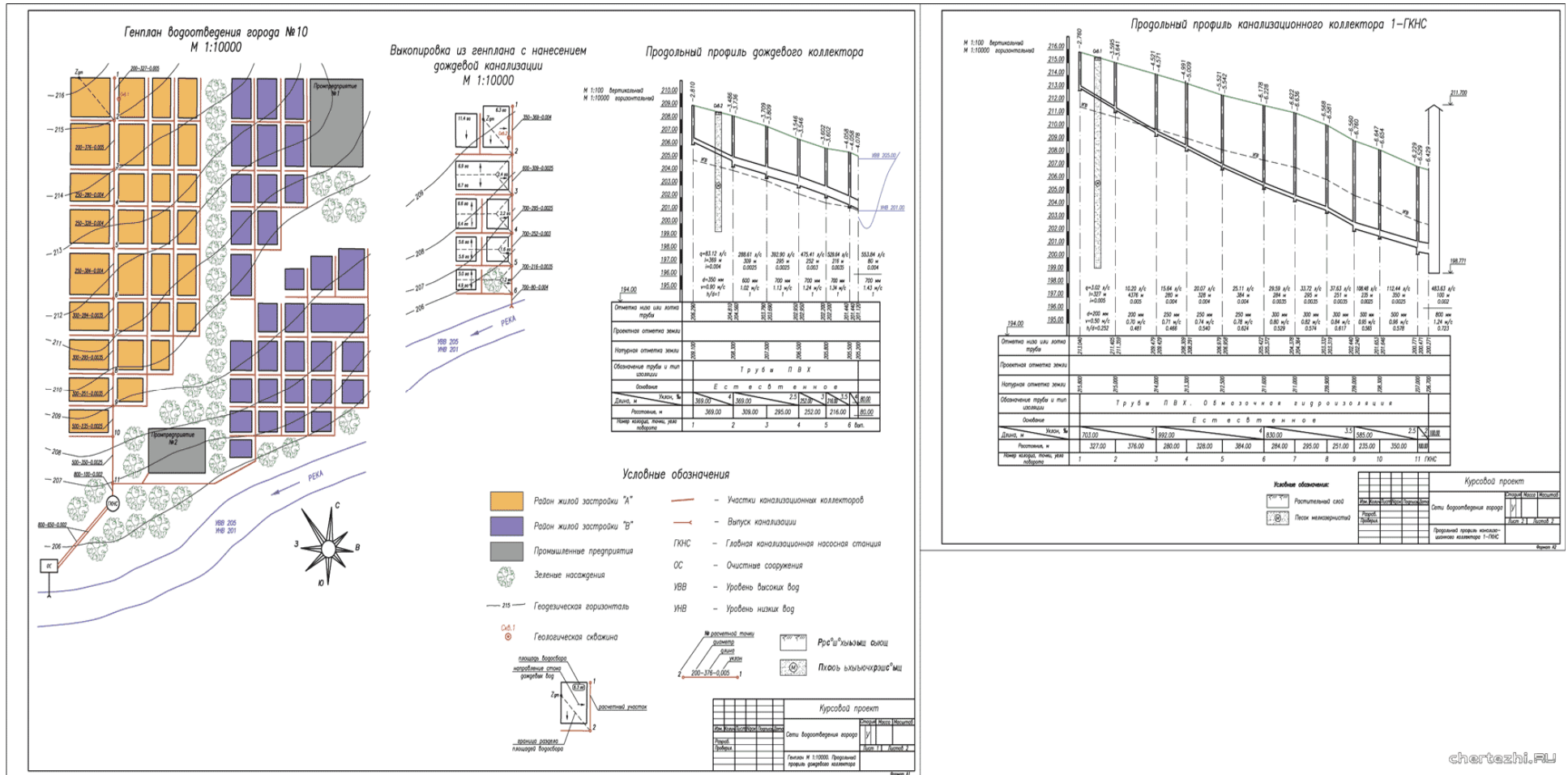


Рис. 2.1. Профиль земной поверхности по участку проектирования (трасса уличного коллектора)

3. Расположение дождеприемных колодцев

Дождеприемники устраиваются:

- в пониженных местах и в конце улиц с затяжными спусками;
- на перекрестках и у пешеходных переходов;
- на затяжных спусках – в промежуточных точках;
- при плоском рельефе местности – в пониженных местах лотков улиц;
- внутри кварталов, дворов и парков.

Конструктивно дождеприемник представляет собой колодец, состоящий из съемной решетки, стакана и днища с лотком. Он бывает без осадочной части и с осадочной частью (рис. 3.1).

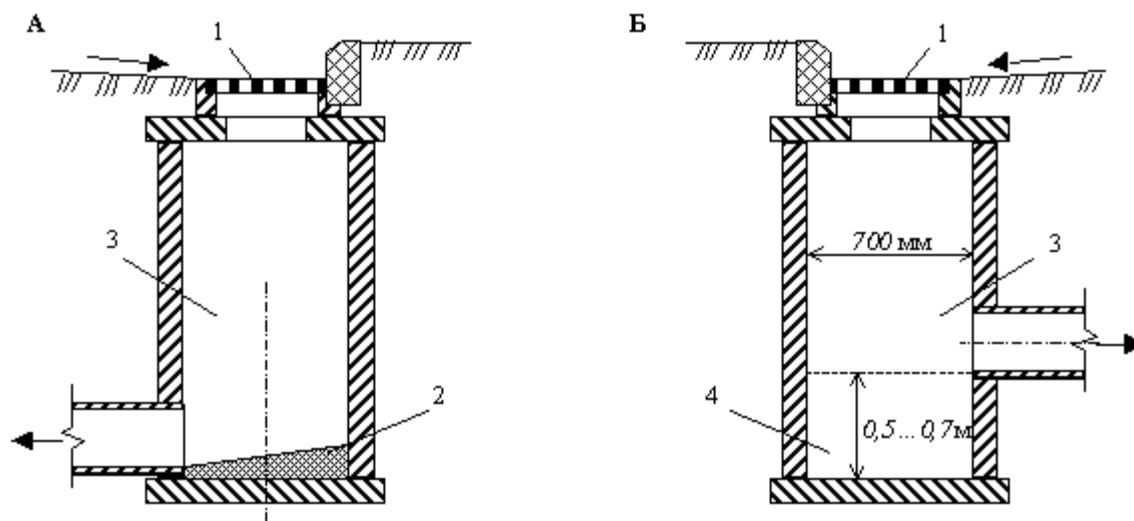


Рис. 3.1. Дождеприемник

А – без осадочной части, Б – с осадочной частью

1 – съемная решетка, 2 – днище с лотком, 3 – колодец, 4 – осадочная часть

Дождеприемники с осадочной частью целесообразно применять при плоском рельефе местности и малоблагоустроенных территориях. Для нормальной эксплуатации такого колодца необходима регулярная его прочистка. Дождеприемные колодцы обычно собирают из железобетонных колец диаметром 0,7 и 1 м. Глубина зависит от глубины промерзания грунтов и составляет от 910 до 2020 мм (по типовым проектам). На одной ветке можно

размещать 2 – 4 дождеприемника. Дождеприемники могут располагаться как **внутри кварталов**, так и **на уличных проездах**, причем в последнем случае дождеприемники могут находиться и по длине всего проезда, или только на перекрестках. Схема размещения дождеприемников показана на рис. 3.2.

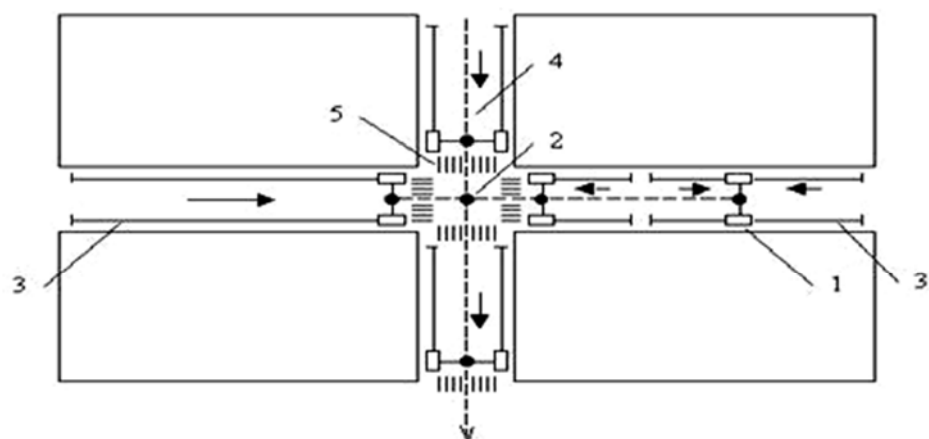


Рис.3.2. Схема размещения дождеприемников
1 – дождеприемники, 2 – колодцы, 3 – лотки, 4 – закрытые трубопроводы,
5 – пешеходный переход

Длина присоединения от дождеприемников к коллекторам должна быть не более 40 м, диаметр – не менее 200 мм. Дождеприемники обязательно устанавливаются на перекрестках улиц, не доходя до “зебры”.

В зависимости от конструкции верхней (принимающей сточные воды) части дождеприемники бывает трех типов: *с горизонтальным отверстием, перекрытым решеткой; с вертикальным отверстием в плоскости бордюрного камня; комбинированные* (рис. 3.3).

Пропускная способность решеток зависит от схемы расположения их в уличном лотке. Различают два принципиально различных варианта размещения:

1. Установка решеток в пониженных местах. Дождеприемники в этом случае принимают весь объем сточных вод. Обычно эта схема применяется в городах с плоским рельефом.

2. Установка решеток на участках с продольным уклоном одного знака, т.е., например, на участке затяжного спуска или подъема. При этом в одном лотке располагается последовательно несколько решеток.

В данном случае возможен проскок части расхода мимо дождеприемника. Часть водного потока, которая проскакивает мимо первой решетки, улавливается следующими. По этой схеме работает большая часть решеток в городах с пересеченным рельефом.

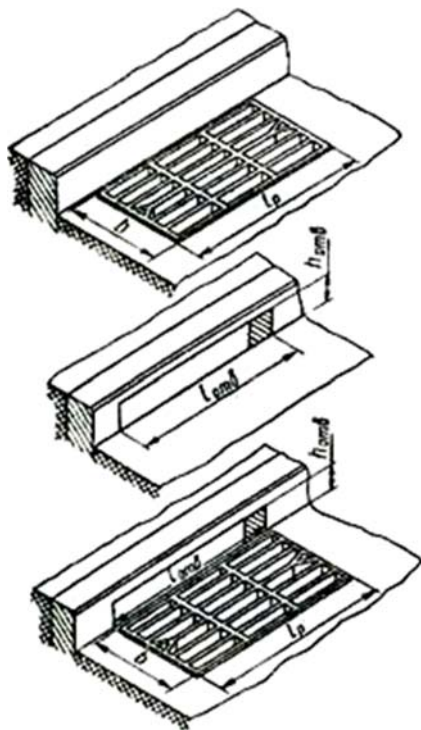


Рис. 3.4. Типы дождеприемников
 а – с горизонтальным отверстием, перекрытым решеткой;
 б – с вертикальным отверстием в плоскости бордюрного камня;

У дождеприемников в лотках с продольным уклоном могут быть выделены два характерных режима работы:

1. Когда идущий по лотку расход Q_p не превышает пропускную способность дождеприемника Q_0 , т.е. $Q_0 \geq Q_p$. В этом случае **весь** идущий по лотку расход Q_p поступает в дождеприемник (рис. 3.4, а).

2. Когда $Q_0 < Q_p$ и в дождеприемник поступает лишь **часть** общего расхода, а другая его часть – **расход проскока** Q_{np} – проходит мимо дождеприемника (рис. 3.4, в).

Граничным является положение, когда по лотку движется предельный расход Q_0 , полностью принимаемый дождеприемником $Q_0 = Q_p = Q_0$ (рис. 2.4, б). Величина Q_0 является, таким образом, критерием, определяющим режим работы дождеприемника.

В наиболее часто встречающихся условиях поток в лотке является бурным. Он обладает значительной кинетической энергией. Поэтому при $Q_p > Q_0$ часть потока (при интенсивных дождях – большая по значению) обтекает дождеприемник и движется по лотку далее.

К каждому из расположенных ниже дождеприемников притекает все больший расход. Согласно расчетной схеме (рис. 3.5, а) расход в лотке перед дождеприемником определяется как сумма расчетного расхода дождевых вод

с площади водосбора, относящегося к данному дождеприемнику, и расходов проскока мимо предыдущего дождеприемника.

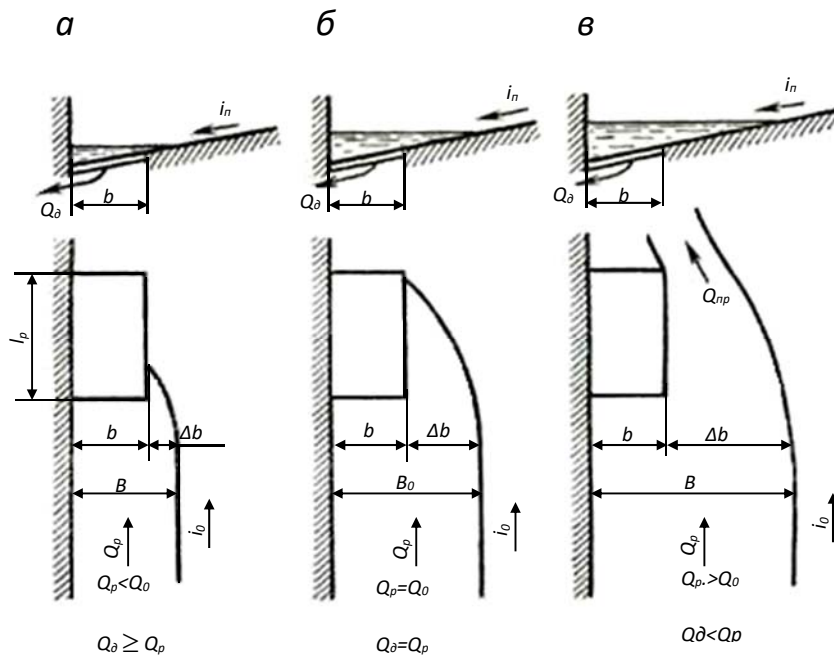


Рис.3.5. Схема режимов работы дождеприемников в лотках с продольным уклоном

a – ($Q_d \geq Q_p$), *б* – $Q_d = Q_p$, *в* – $Q_d < Q_p$

В наиболее тяжелых условиях оказываются дождеприемники, установленные в пониженных местах – в конце участков спусков (дождеприемник *K* на рис.3.5, *a*). Неэффективная работа таких дождеприемников часто является причиной затоплений пониженных мест улиц, дорог и других сооружений.

При установке дождеприемников в пониженных местах лотков с **пилообразным** продольным профилем (рис.3.6, *б*) расход в лотке перед каждым из таких дождеприемников равен расчетному расходу дождевых вод с площади водосбора (водосборного бассейна) и целиком принимается дождеприемником.

Расстояние между дождеприемниками при пилообразном продольном профиле лотков (уклоне улиц менее 0,005) назначается в зависимости от продольного уклона улиц и глубины воды в лотке у дождеприемника, которая, как правило, не должна превышать 0,06 м. Расстояние между

дождеприемниками при затяжном уклоне улиц не менее 0,005 устанавливается исходя из условия, что ширина потока перед решеткой не должна превышать 2 м. На территории кварталов дождеприемники должны устанавливаться на расстоянии 50, 60, 70 или 80 м при уклоне улицы соответственно 0,004; 0,004 – 0,006; 0,006 – 0,01 и 0,01 – 0,03.

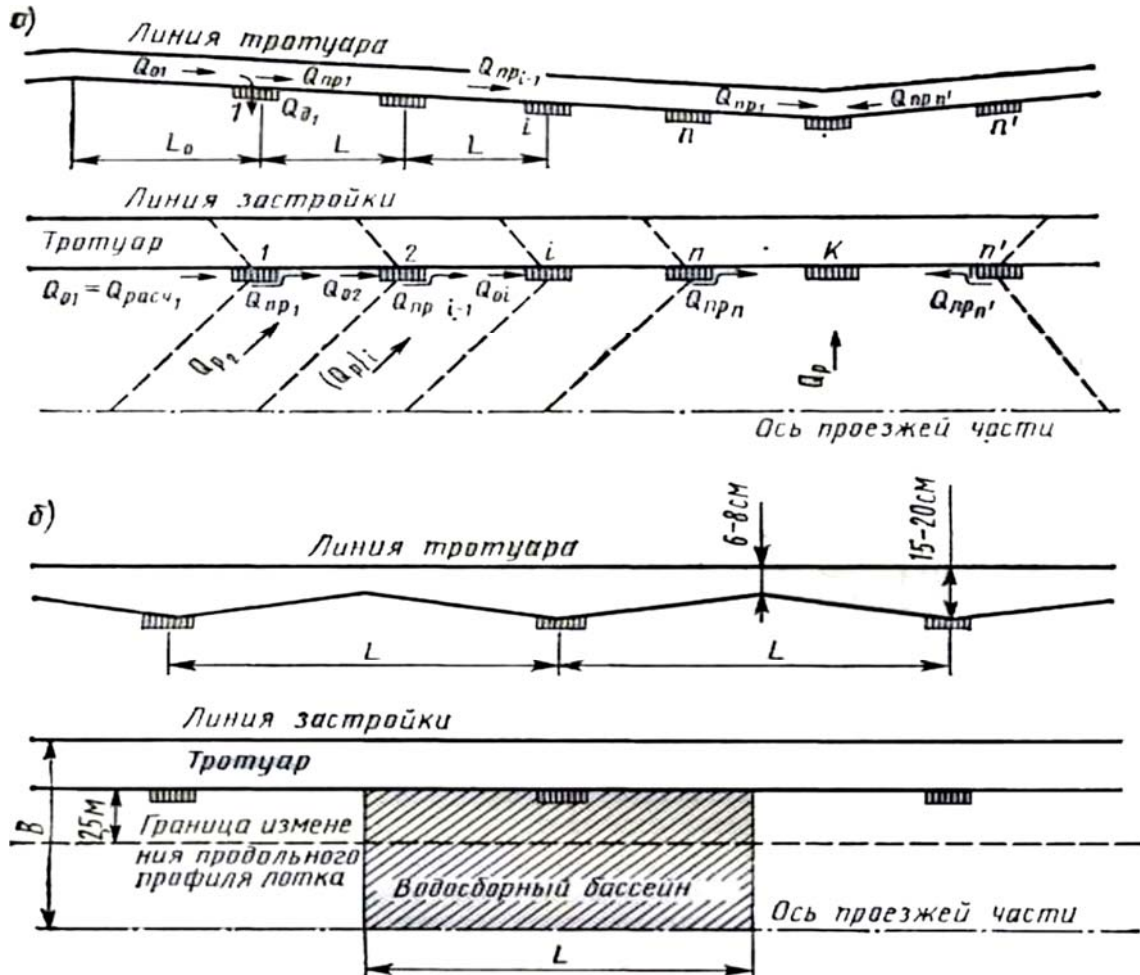


Рис.3.6. Расчетная схема к определению расходов воды в лотке перед дождеприемником

- а* – лоток с продольным уклоном одного знака на участке затяжного спуска;
- б* – лоток с пилообразным продольным профилем

4. Расчетная схема водоотвода с указанием расчетных участков

Территорию разбивают на отдельные бассейны, границы которых определяют рельефом местности, проектом горизонтальной и вертикальной планировки, расположением водоемов, в которые может сбрасываться поверхностный сток, и принятым способом очистки поверхностного стока.

При определении границ бассейнов и трассировки главных коллекторов учитывают размещение очистных сооружений, которые при раздельной системе канализования могут устраиваться отдельно для каждого большого бассейна стока или одни на несколько бассейнов или общие для всего города за пределами городской застройки.

Главные коллекторы отдельных бассейнов, как правило, трассируются по тальвегам или пониженным местам территории.

Размещение сетей дождевой канализации должно исключать возможность подмыва оснований фундаментов зданий и сооружений, повреждение близ расположенных инженерных сетей и зеленых насаждений, а также обеспечивать возможность ремонта сетей без затруднения для движения городского транспорта.

Расстояние в плане в свету от трубопроводов дождевой канализации до зданий и сооружений или до других подземных инженерных сетей следует принимать, м:

- фундаментов зданий и сооружений, путепроводов, тоннелей, ограждений опор контактной сети и сети связи - 3
- оси крайнего пути железной дороги колеи 1520 мм (но не менее глубины траншеи до подошвы насыпи и бровки выемки) - 4
- то же, трамвая - 2,8
- бортового камня улицы, дороги - 1,5
- наружной бровки кювета или до подошвы насыпи (улицы, дороги) - 1
- фундаментов опор воздушных линий электропередач напряжением до 1 кВ и наружного освещения - 1
- то же, от 1 до 35 кВ - 2
- » от 110 кВ и выше - 3
- водопровода - 1,5
- канализации и дренажей - 0,4

- газопроводов давлением до 0,005 МПа, 0,05 кгс/см² - 1
- то же, среднего от 0,005 до 0,3 МПа, от 0,05 до 3 кгс/см² - 1,5
- » высокого от 0,3 до 0,6 МПа (от 3 до 6 кгс/см²) - 2
- » от 0,6 до 1,2 МПа (от 6 до 12 кгс/см²) - 5
- кабелей силовых до 35 кВ - 0,5
- то же, от 35 до 110 кВ - 1
- кабелей связи - 0,5
- тепловых сетей - 1
- общих коллекторов - 1,5

Расстояние по вертикали в свету трубопроводов дождевой канализации до других подземных инженерных сетей следует принимать, м:

водопроводов, транспортирующих воду питьевого качества, при расположении их выше трубопроводов дождевой канализации в местах пересечения кабелей - 0,4 - 0,5

трубопроводов, кроме водопроводов, транспортирующих воду питьевого качества - 0,2

трубопроводов водяных тепловых сетей и горячего водоснабжения при бесканальной прокладке и расположении выше или ниже дождевой канализации не менее - 0,4

вводов хозяйственно-питьевого водопровода в здания при диаметре до 150 мм при прокладке его ниже дождевой канализации не менее - 0,5

При необходимости прокладки трубопровода дождевой канализации выше водопровода, транспортирующего воду питьевого качества, первый укладывают из чугунных труб, а второй - из стальных, заключенных в футляр.

Соединение трубопроводов разных диаметров производят в смотровых колодцах, выравнивая шельги труб. Допускается соединение труб и с выравниванием осей труб. Если последующий по течению воды участок укладывают трубами меньшего диаметра, чем предыдущий, то их соединение производят выравниванием лотка труб.

Пример построения расчетной схемы ливневой канализации приведен на рис. 4.1.

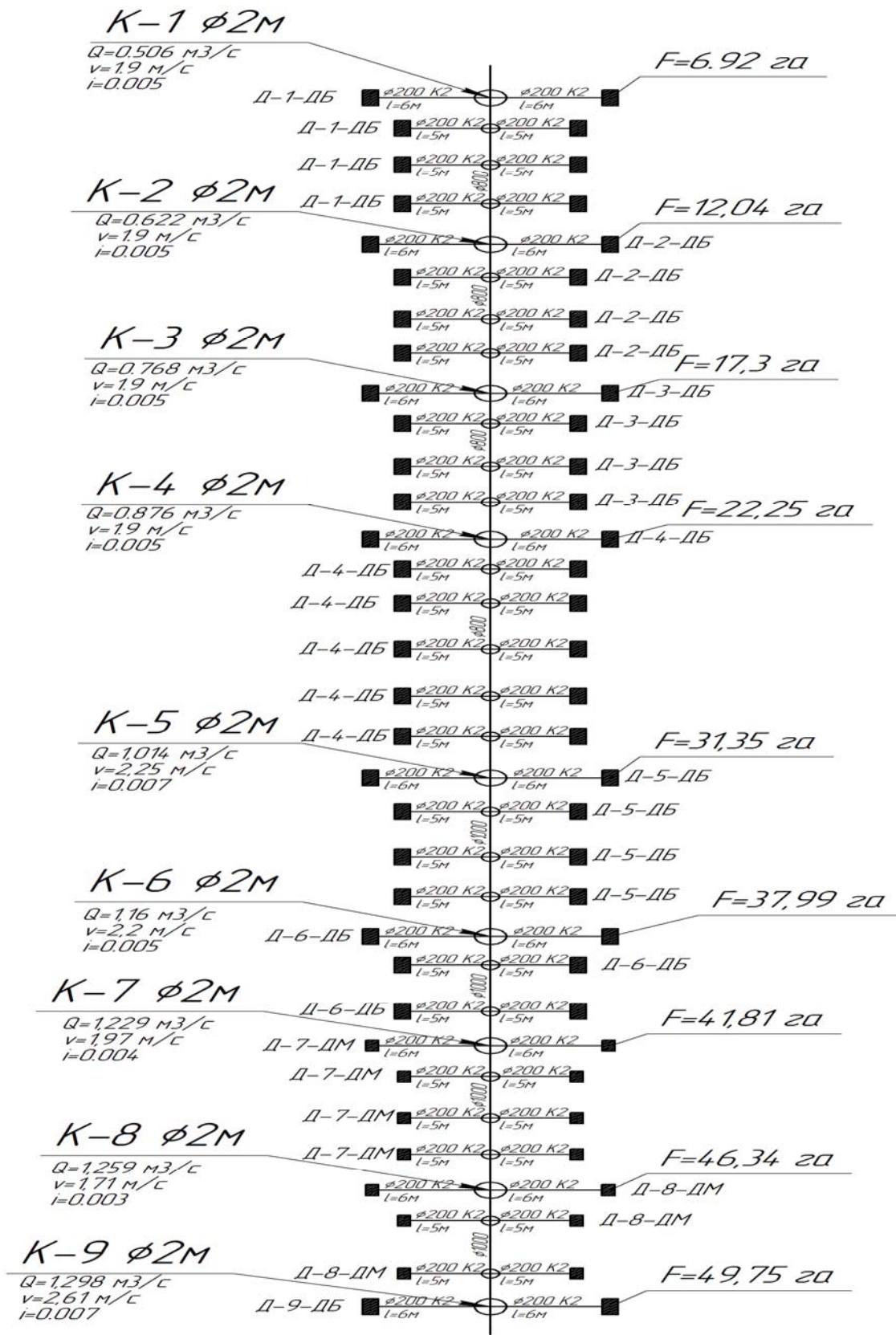


Рис. 4.1. Расчетной схемы ливневой канализации в городе

5. Определение расчетных расходов дождевых вод и талых вод

5.1. Расчетные расходы дождевых вод

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

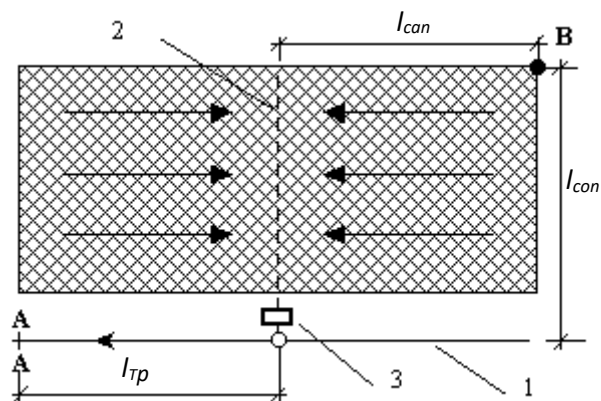
Формула расчетной продолжительности дождя имеет следующий вид:

$$T_p = t_{con} + t_{can} + t_{Tp} \quad (5.1)$$

Рассмотрим подробнее входящие в формулу (5.1) характеристики. Для этого проанализируем расчетную схему (рис. 5.1). На данном рисунке представлен квартал жилого массива, имеющий плоский рельеф местности. Согласно этой схеме, расчетная продолжительность дождя T_p равна времени добегания капли дождя от точки **В** до расчетного сечения **А-А**.

Таким образом, в формуле (5.1):

Рис. 5.1. Схема для определения расчетной продолжительности дождя
1 – дождевая уличная водоотводящая сеть; 2 – лоток; 3 – дождепремик; **В** – наиболее удаленная точка квартала; **А-А** – расчетное сечение



t_{con} – время протекания (время поверхностной концентрации) от наиболее удаленной точки до уличного лотка (на рис. 5.1 длина пути стока l_{con}), мин.

Многочисленными подсчетами установлено, что в городских условиях среднее время протекания воды колеблется от 5 до 10 мин. СНиП 2.04.03-85 рекомендует это время принимать равным 3...5 мин при наличии внутриквартальных закрытых дождевых сетей, а при их отсутствии – 5...10

мин, t_{can} – время протекания по уличному лотку до дождеприемника рассчитывается по выражению, мин:

$$t_{can} = 1,25 \cdot \sum (l_{can} / 60v_{can}) = 0,021 \cdot \sum (l_{can} / v_{can}), \quad (5.2)$$

где l_{can} – длина участков лотков или канала (см. рис. 5.1), м; v_{can} – скорость течения воды в конце участка, м/с. Поскольку скорость течения воды в лотках и каналах увеличивается при их наполнении, расчетное время протока по лотку должно быть несколько больше, чем время, определенное при максимальном расчетном расходе. Поэтому в формулу (5.2) введен коэффициент 1,25.

t_{Tp} – время протекания по трубам от дождеприемника до расчетного сечения (время протока воды по дождевой сети) принимается как сумма времени протока по отдельным участкам при расчетных для каждого участка расходах, мин:

$$t_{Tp} = 0,017 \sum (l_{Tp} / v_{Tp}), \quad (5.3)$$

где l_{Tp} – длина расчетных участков коллектора (см. рис. 2.4), м; v_{Tp} – расчетные средние скорости на участках, м/с.

Таким образом, продолжительность дождя, по которой принимают соответствующую его интенсивность, можно представить в виде:

$$T_p = l_{con} + 0,021 \cdot \sum (l_{can} / v_{can}) + 0,017 \cdot \sum (l_{Tp} / v_{Tp}) \quad (5.4)$$

Учитывая то, что $q_T = A/T_p$, **расход дождевых вод** по формуле предельной интенсивности стока будем определяться:

$$Q_{max} = \Psi \cdot F \cdot A / T_p, \quad (5.5)$$

или

при постоянном значении коэффициента стока:

$$Q_{max} = \Psi \cdot F \cdot A / (t_{con} + t_{can} + t_{Tp})^n, \quad (5.6)$$

при переменном значении коэффициента стока:

$$Q_{max} = z_{mid} A^{1,2} F / (t_{con} + t_{can} + t_{Tp})^{1,2n-0,1}, \quad (5.7)$$

Пример гидравлического расчета по вышеописанной схеме приведен в таблице 5.

Таблица 5.1. – Гидравлический расчет участка сети

№ п.п.	№ расчетной точки	№ бассейна	Действительная площадь бассейна в га	Коэффициент стока	Расчётная площадь бассейна в га		Принятое сечение трубы в м	Длина расчетного интервала в м	Уклон Трубы	Скорость в трубе в м/сек	Время добегания в мин.			Принятый расчетный период в годах	Расчетная интенсивность дождя л/га.сек	Расчетный расход в л/сек	Пропускная способность трубы, С		Примечание					
					частная	общая					частное	с коэф. К	общее				в л/сек	в % от расчётной						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20					
								Главный коллектор																
1	0-1	F1	7,63	0,53	4,04	4,04	600	233	18	3,49	1,11	1,66	11,66	0,33	63	203,6	793,8	390	K=1,5 K _г =0,8					
2	1-2	F2	3,75	0,53	1,99	6,03	600	251	4	1,53	2,73	5,46	17,12	0,33	46	235,8	348,0	147	K=2 K _г =0,85					
3	2-4	F3	2,2	0,53	1,17	9,77	800	45	4	1,74	0,43	0,86	17,98	0,33	44	365,4	703,6	193	K=2 K _г =0,85					
		F4	2,6	0,53	1,38																			
		F5	2,24	0,53	1,19																			
										Ветка 1			T _{добег} =10мин											
4	3-2	F4	2,6	0,53	1,38	1,38	600	42	11	2,46	0,28	0,42	10,42	0,33	63	69,6	559,5	800	K=1,5 K _г =0,8					

При расчете дождевой сети на часто повторяющиеся дожди малой интенсивности при периоде однократного превышения расчетной интенсивности дождя $p = 0,25 \dots 0,33$ и при большой площади бассейна стока необходимо проводить поверочные расчеты на сток талых вод.

Наиболее простой способ расчета интенсивности снеготаяния q , мм/сут – это способ с применением температурных коэффициентов:

$$q = k_c \Sigma t_2, \quad (5.8)$$

где Σt_2 – сумма положительных среднесуточных значений температуры воздуха на высоте 2 м, °С; k_c – коэффициент стаивания, значение его составляет примерно 2,5...6 мм/°С.

Для приближенных расчетов средний многолетний слой талых вод с водосборных бассейнов площадью $F > 100$ км² может быть принят по карте изолиний (рис. 5.2). Для малых бассейнов ($F < 100$ км²) вводятся поправочные коэффициенты: 1,1 – при холмистом рельефе и глинистых почвах; 0,9 – при равнинном рельефе и песчаных почвах; 0,5 – при особо больших потерях стока (сосновый лес на песках).

Плотность свежеснегоснега составляет 0,07...0,14 г/см³, плотность снега к концу зимы $\approx 0,5$ г/см³. При повышении температуры выше 0°С начинается таяние снега с образованием плотной корки – *наста*. Снежный покров предохраняет почву от глубокого промерзания. В период таяния снег поглощает около 50 % солнечной энергии.

Расчетный слой суммарного стока различной обеспеченности можно вычислить по формуле:

$$h_p = \bar{h}(1 + C_v \Phi), \quad (5.9)$$

где \bar{h} – среднее значение годового слоя стока талых вод, мм (рис. 5.2); C_v – коэффициент вариации среднемноголетнего слоя стока талых вод (рис. 5.3); Φ – нормированное отклонение от среднего значения ординат биномиальной кривой обеспеченности, находится по специальным таблицам.

Для расчетов расхода от снегового стока используют формулу:

$$Q_{сн} = k_0 k_y h_p F / (F+1)^n, \quad (5.10)$$

где F – площадь водосборного бассейна, га; k_0 – коэффициент дружности таяния снега; k_y – коэффициент, учитывающий частичный вывоз и окучивание снега, n – табличное значение, принимается в зависимости от климатической зоны.

Среднегодовой объем W , (м^3) талого стека в период весеннего снеготаяния будет:

$$W_T = 10h_0 F \psi_T k_y, \quad (5.11)$$

где ψ_T – коэффициент стока талых вод; F и k_y – (см. в формуле (5.15)). При этом F следует брать равной всей площади бассейна независимо от его конфигурации и характера.

5.3. Сток поливомоечных вод

Сток поливомоечных вод из-за небольшого объема не учитывается при гидравлическом расчете сетей водоотведения, однако обязательно учитывается в расчетах загрязненности стоков при их очистке.

Объем поливомоечного стока за год:

$$Q_{год} = 0,09 k_{дор} F a_m, \quad (5.12)$$

где $k_{дор}$ – доля площади дорог в городе ($\approx 20\%$); F – площадь бассейна водосбора, га; a_m – количество дней, в течение которых производится мойка (≈ 150).

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

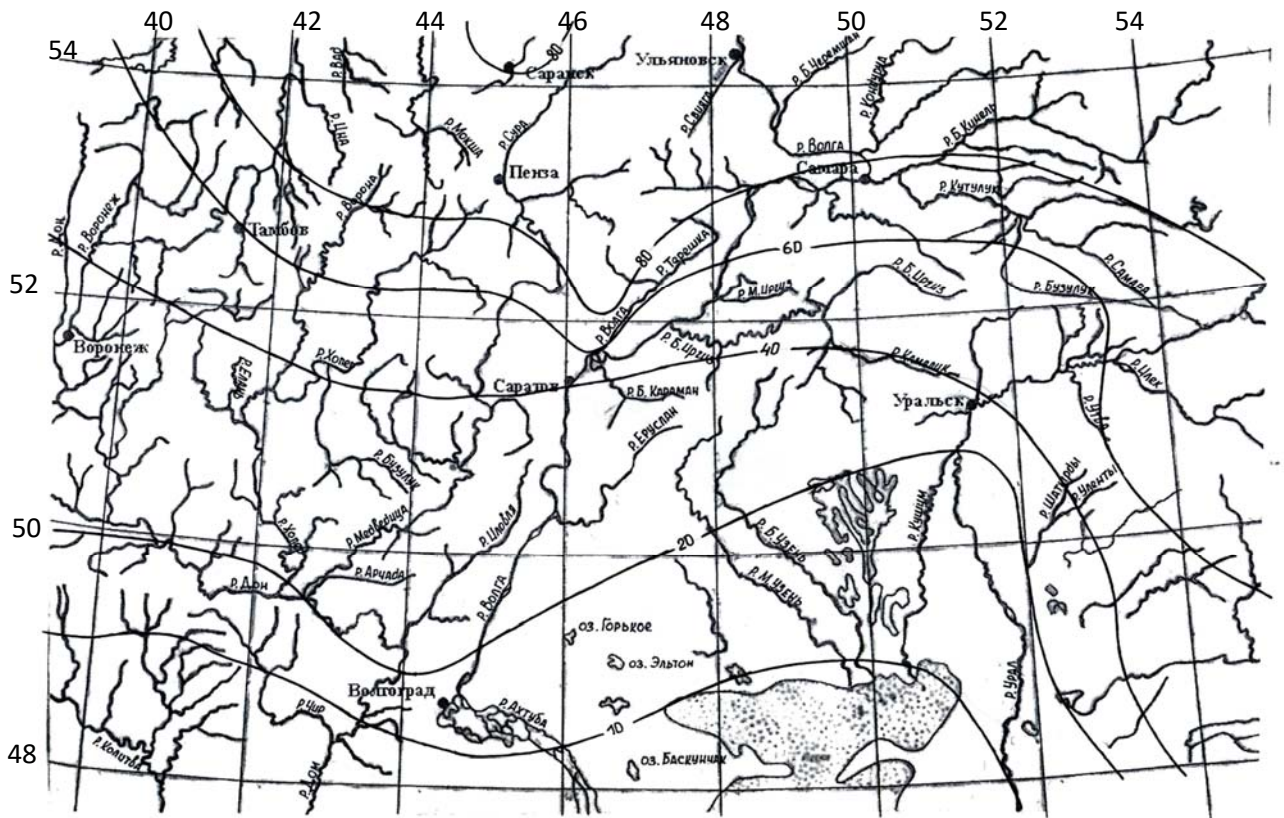


Рис. 5.2. Карта среднемноголетнего слоя стока (мм) талых вод

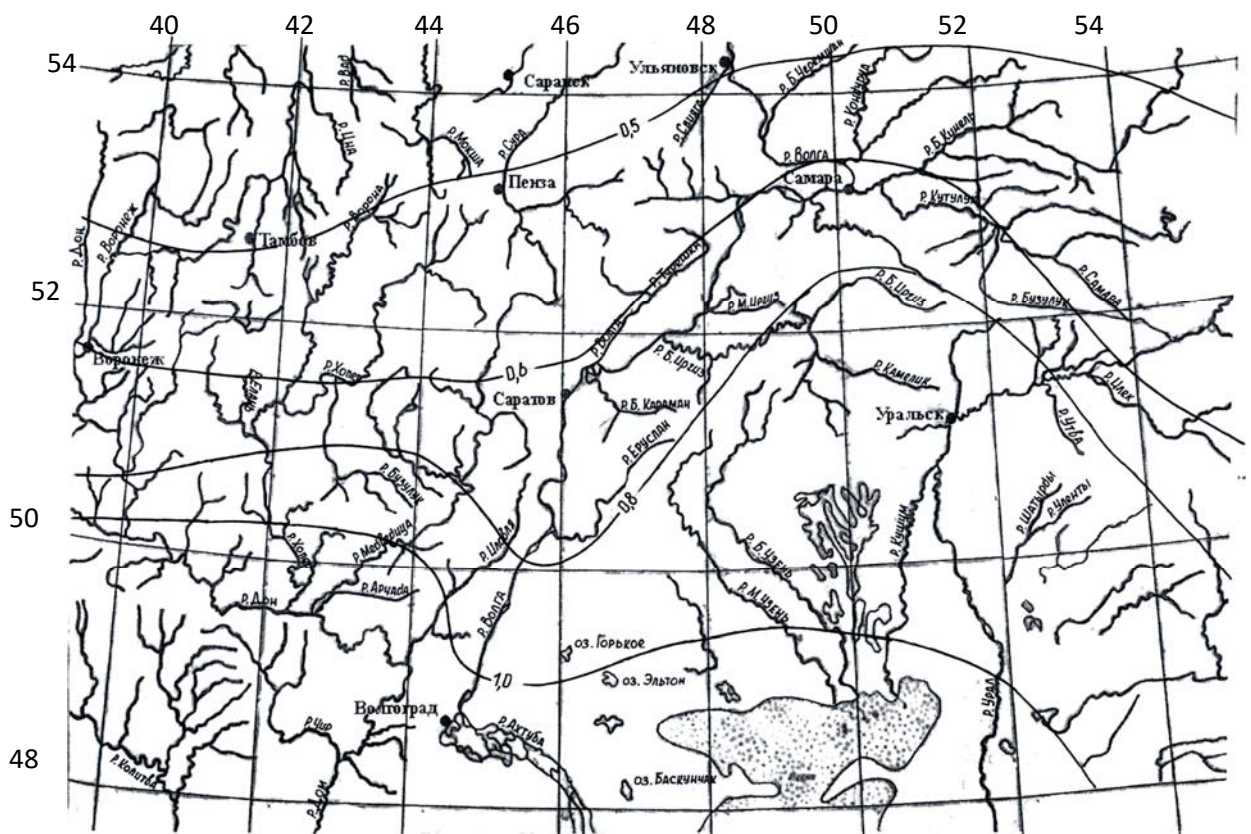


Рис. 5.3. Карта коэффициента вариации среднемноголетнего слоя стока талых вод

6. Гидравлический расчет дождеприемников

Гидравлический расчет дождеприемников сводится к определению их пропускной способности с учетом особенностей работы в зависимости от схемы расположения в лотке.

Основными факторами, определяющими расход дождеприемника Q_d в треугольном несимметричном лотке на участке улицы с продольным уклоном одного знака, являются расход в лотке Q_o , значения продольного i_{np} и поперечного i_{non} уклонов лотка, тип дождеприемника и размеры его отверстия, сквозность, характер расположения и форма стержней решеток, перекрывающих отверстия дождеприемника.

Как указывалось в п. 1.5 настоящего учебного пособия, расстояние между дождеприемниками при затяжном уклоне улиц $i \geq 0,005$ устанавливается исходя из условия, что ширина потока перед решеткой не должна превышать 2 м. При закрытой дождевой сети на территории кварталов дождеприемники должны устанавливаться на расстоянии 50, 60, 70 или 80 м при уклоне улицы соответственно 0,004; 0,004- 0.006; 0,006-0,01 и 0,01-0,03.

Пропускная способность (m^3/c) вертикального отверстия в бордюрном камне без всяких устройств невелика и может быть определена по формулам:

- при $H_o < 1,4h$, когда отверстие работает как боковой водослив с широким порогом:

$$Q_{отв} = 1,48l_{отв} H^{1,5} \quad (6.1)$$

- при $H_o > 1,4h$, когда верхняя кромка отверстия затапливается,

$$Q_{отв} = 2,8\omega_{отв} H^{0,5}, \quad (6.2)$$

где H – глубина воды перед отверстием, м; $H_o = H + v^2/2g$ – гидродинамический напор перед решеткой, м; v – скорость течения воды на подходе к отверстию, м/с; h - высота отверстия, м; $l_{отв}$ и $\omega_{отв}$ – длина (м) и площадь (m^2) отверстия. Устраивать водопропускные отверстия в виде вертикального отверстия в бордюрном камне на затяжных спусках не рекомендуется, так как большая часть воды «проскакивает» мимо них.

Горизонтальные кюветные впуски (см. п. 1.5 *дождеприемники с горизонтальным отверстием, перекрытым решеткой*) на дорожной поверхности привлекательны тем, что имеют большую пропускную способность. Однако при большой нагрузке от транспорта решетки могут ломаться, а при их повреждении колеса автомобилей могут проваливаться во впускные отверстия. Решетки подвержены засорению, а наиболее эффективные в гидравлическом отношении решетки с продольной щелью шириной 25 мм представляют опасность для велосипедистов.

В соответствии с ГОСТ 26008-83 [2] на дождеприемниках в пониженных местах на улицах при пилообразном продольном профиле лотков (уклон улиц $< 0,005$) и в парках рекомендуется устанавливать малые чугунные прямоугольные решетки типа ДМ (дождеприемник малый) с размерами $l_p = 58$ см и $b = 30$ см. В населенных пунктах с пересеченным рельефом при продольном уклоне улиц $i \geq 0,005$ $0,005$ рекомендуется применять большие чугунные прямоугольные решетки типа ДБ (дождеприемник большой) с размерами $l_p = 80$ см и $b = 40$ см.

При малых глубинах лотка, если выполняется соотношение $H_0 < 1,33(\omega_{\text{реш}} / l_{\text{реш}})$, решетка, установленная в пониженном месте, не перекрывается слоем воды и работает как водослив с широким порогом, т.е. вода поступает в дождеприемник по периметру с расходом ($\text{м}^3/\text{с}$):

$$Q_{\text{реш}} = 1,55l_{\text{реш}}H^{1,5}, \quad (6.3)$$

где $l_{\text{реш}}$ – длина той части периметра решетки, на которой происходит прием воды, м; H – глубина воды в лотке перед решеткой, м; H_0 и v – смотри в формуле 3.5.

При $H_0 > 1,33(\omega_{\text{реш}} / l_{\text{реш}})$, когда решетка покрыта слоем воды и работает по схеме истечения через отверстие, расход ($\text{м}^3/\text{с}$) определяется по формуле

$$Q_{\text{реш}} = 2\omega_{\text{реш}}\sqrt{H}, \quad (6.4)$$

где $\omega_{\text{реш}}$ – площадь отверстий решетки, м.

При расчете решеток типа ДБ на улицах с затяжным уклоном следует учитывать, что часть воды будет «проскакивать» мимо решетки. Таким образом,

к каждому из расположенных ниже дождеприемников притекает все больший расход. Расход в лотке перед дождеприемником определяется как сумма расчетного расхода дождевых вод с площади водосбора, относящегося к данному дождеприемнику, и расходов проскока мимо предыдущего дождеприемника (см. п. 1.5, рис. 2.5, а).

Пропускную способность решеток, установленных в пониженных местах лотков с пилообразным продольным профилем рекомендуется принимать по табл. 6.1.

Таблица 6.1 - Пропускная способности (л/с) решеток дождеприемников, установленных в пониженных местах

Типы решеток	Глубина потока в лотке перед решеткой, см									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Малая прямоугольная типа ДМ	6,5	18,6	34,2	52,6	76,3	80,4	86,8	92,9	98,4	104
Большая прямоугольная типа ДБ	9	25	46	70	98	129	140	149	159	167

Пропускная способность решёток, установленных в лотках с продольным уклоном $i_{пр}$, определяется расходом воды в лотке перед решеткой и поперечным уклоном. Эта величина для решеток типа ДМ и ДБ принимается на основе исследований по табл. 6.2 и 6.3.

При плоском рельефе местности и отведении дождевых вод с неблагоустроенных территорий в ряде случаев применяются дождеприемники с осадочной частью глубиной 0,5-0,7 м. При такой конструкции дождевая сеть в меньшей степени засоряется землей и песком, но осадочные части дождеприёмников следует регулярно очищать.

Таблица 6.2 - Пропускная способность (л/с) решеток **типа ДМ**, установленных в лотках с продольным уклоном $i_{np} = 0,0025$ (числитель) и $i_{np} = 0,005$ (знаменатель)

Расход воды в лотке перед решеткой, л/с	Поперечные уклоны лотков			
	0,01	0,02	0,03	0,04
20	12/14	13,5/15	15/16	16/17
40	18,5/17	21/21	23/24	25,7/27
60	27/20	30/26	32/30	33,5/34
80	32/27	35/33	37/37	39/41,5
100	35/31	38/37	41/41	44/45

Таблица 6.3 - Пропускная способность (л/с) решеток **типа ДБ**, установленных в лотках с продольным уклоном i_{np}

Расход воды в лотке перед решеткой, л/с	Поперечные уклоны лотков			
	0,01	0,02	0,03	0,04
	При $i_{np} = 0,005$ (числитель) и $i_{np} = 0,02$ (знаменатель)			
20	15/16	16,5/17	18/19	19/20
40	20/25	26/28	30/32	33/34
60	28/30	36/38	41/42	44/45
80	34/38	39/46	48/50	52/54
100	40/42	46/48	52/59	59/64
	При $i_{np} = 0,03$ (числитель) и $i_{np} = 0,04$ (знаменатель)			
20	16/17	17/18	19,3/19,	20/20
40	25/26	29/30	33/34	35/38
60	33/34	40/41	46/48	48/52
80	40/42	49/50	57/59	58/63
100	45/50	54/59	64/71	68/78

Во многих развитых странах также применяют дождеприемники со съемными корзинами под дождеприемными решетками для удержания листьев и мусора. Корзины периодически должны очищаться от задержанных загрязнений.

7. Конструирование сети с построением продольных профилей канализационных линий

Территорию города разбивают на отдельные бассейны, границы которых определяют рельефом местности, проектом горизонтальной и вертикальной планировки, расположением водоемов, в которые может сбрасываться поверхностный сток, и принятым способом очистки поверхностного стока.

При определении границ бассейнов и трассировки главных коллекторов учитывают размещение очистных сооружений, которые при раздельной системе канализования могут устраиваться отдельно для каждого большого бассейна стока или одни на несколько бассейнов или общие для всего города за пределами городской застройки.

Главные коллекторы отдельных бассейнов, как правило, трассируются по тальвегам или пониженным местам территории.

Соединение трубопроводов разных диаметров производят в смотровых колодцах, выравнивая шельги труб. Допускается соединение труб и с выравниванием осей труб. Если последующий по течению воды участок укладывают трубами меньшего диаметра, чем предыдущий, то их соединение производят выравниванием лотка труб.

При резком увеличении уклона по ходу коллектора допускается уменьшать диаметры труб по сравнению с предыдущим участком на один номер ассортимента. Соединение труб при этом следует производить согласно предыдущему пункту.

При назначении минимальной глубины заложения трубопроводов и расстановке смотровых колодцев надлежит руководствоваться главой СП 31.13330.2012 по проектированию наружной канализации.

Перепады на сети дождевой канализации устраивают: для уменьшения уклонов во избежание превышения максимально допустимых скоростей течения или резкого изменения их в трубах; для соблюдения требований к пересечениям с другими подземными сооружениями; для уменьшения

губины заложения подводящего коллектора при необходимости принять более глубоко заложенный приток.

Для сокращения длины трубопроводов дождевой канализации максимально используют возможность отвода вод по лоткам уличных проездов до первого дождеприемника. При этом, как правило, не следует допускать заполнение лотка проезжей части чаще, чем один раз в году, на глубину более 6 - 7 см.

Длину участка улицы от водораздела до первого дождеприемника («длина свободного пробега воды») назначают в пределах 150 - 300 м в зависимости от уклона улицы, интенсивности дождей, характерных для данной местности, плотности застройки и глубины прилегающих кварталов.

На перекрестках улиц дождеприемники устанавливают со стороны притока воды до полосы перехода улицы пешеходами.

Решетки дождеприемников устанавливают, как правило, в одном уровне с поверхностью лотка проезжей части улицы.

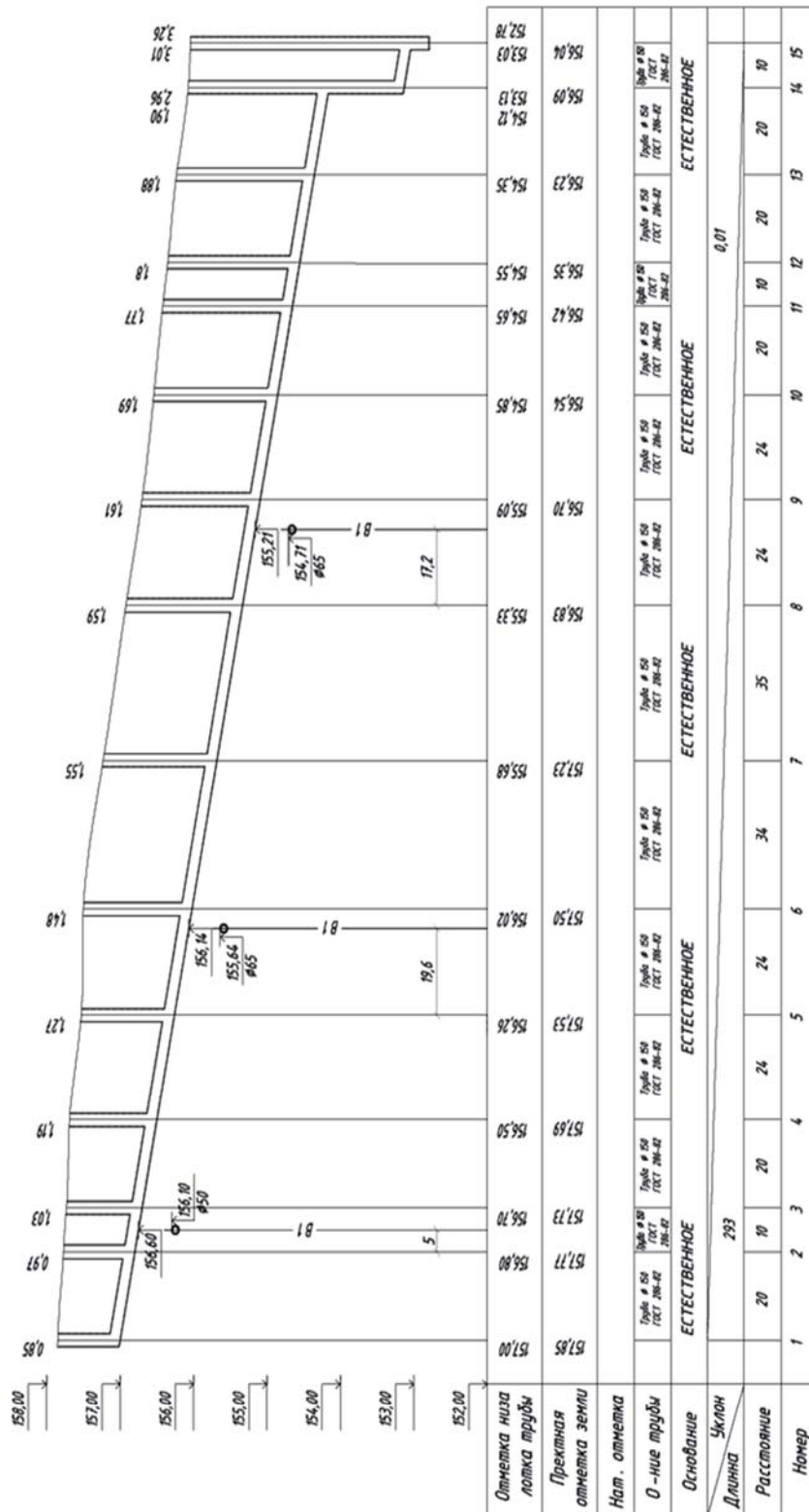
Присоединение канав к дождевой канализации предусматривают через колодец с отстойной частью. В оголовке канав устанавливают решетки с прозорами не более 50 мм.

Принятая система канализования и тип водоотвода определяют необходимый набор конструкций и их разновидности.

Закрытая система водоотвода включает следующие элементы: лотки проезжей части городских улиц и дорог; дождеприемные колодцы (дождеприемники), в которые поступает вода из лотков, подземные соединительные трубы от дождеприемников до водоотводов (ветки); закрытую сеть уличных трубопроводов - водостоков и коллекторов; смотровые колодцы и специальные устройства на сети (камеры различного назначения, пересечения с подземными коммуникациями, быстротоки, оголовки, водовыпуски и т.п.); очистные сооружения.

Пример построения продольного профиля канализационного коллектора приведен на рис. 7.1

Продольный профиль канализационного коллектора
(Мв 1:50, Мг 1:1000)



С:\Проект\2014\1501\1501.dwg

Рис. 7.1. продольный профиль по оси канализационного коллектора

8. Проектирование смотровых, перепадных, промывных колодцев и соединительных камер

Смотровым колодцем или камерой называют шахту, расположенную над водоотводящим трубопроводом, внутри которой труба или коллектор заменены открытым лотком. Назначение этих колодцев состоит в обеспечении возможности прочистки, контроля и вентиляции сети.

Места расположения смотровых колодцев следующие (см. рис. 8.1) [1]:

1. В местах изменения диаметра или уклона трубопровода.
2. При изменении направления трубопровода в плане (повороты).
3. В местах присоединения боковых веток.
4. На прямолинейных участках через 35 – 300 м в зависимости от диаметра трубопровода.

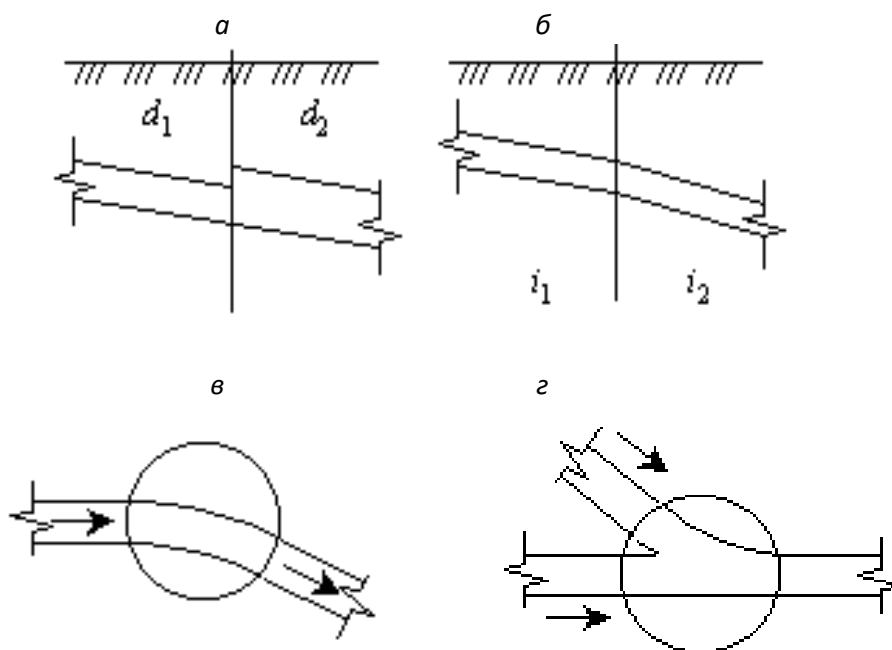


Рис. 8.1. Места расположения смотровых колодцев

a – место изменения диаметра трубопровода; *б* – место изменения уклона трубопровода; *в* – место изменения направления трубопровода в плане (поворот); *г* – место присоединения боковых веток

Колодцы и камеры выполняются из сборного или монолитного железобетона, кирпича. В плане колодцы бывают круглыми, прямоугольными или полигональными.

Смотровые колодцы состоят из следующих основных элементов: рабочей камеры, горловины и переходной части между ними, основания и люка с крышкой над горловиной (см. рис. 8.2).

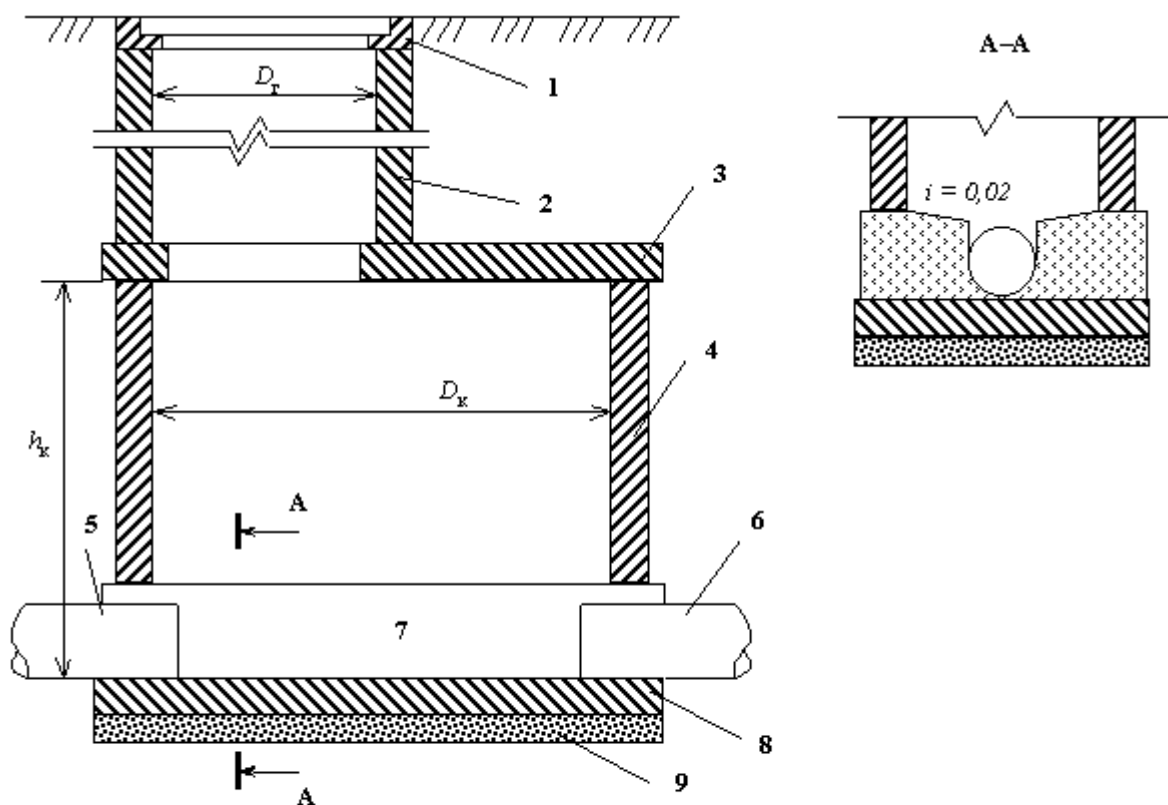


Рис. 8.2. Основные конструктивные элементы смотрового колодца

1 – люк с крышкой; 2 – горловина колодца; 3 – плита перекрытия; 4 – рабочая камера; 5 – подводящая труба; 6 – отводящая труба; 7 – открытый лоток;

Лоток в колодце делается из бетона, в нижней части он полукруглый, в верхней – имеет вертикальные стенки. С двух сторон лотка создаются полки с уклоном к центру. Рабочая камера должна иметь следующие минимальные размеры: высота h_k – 1,8 м, диаметр D_k – 1,0 м. Минимальный диаметр горловины D_r – 0,7 м. Рабочие камеры и горловины оборудуются скобами или лестницами для спуска или подъема. Стенки рабочих камер и горловин могут выполняться из типовых железобетонных элементов – колец и плит.

Поворотные колодцы предусматриваются в случае изменения направления трассы трубопровода, причем для устранения большого гидравлического сопротивления необходимо, чтобы угол между

присоединяемой и отводящей трубами был не менее 90° , а радиус поворота – от 1 до 5 диаметров труб. Лоток такого колодца плавно искривлен.

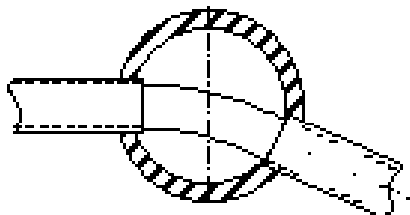


Рис. 8.3. . Поворотный колодец

Узловые колодцы устраивают в местах соединения двух-трех трубопроводов. Они имеют узел лотков, соединяющих не более трех подводящих труб и одной отводящей. Узловые колодцы на крупных коллекторах называют *соединительными камерами* (рис. 8.4).

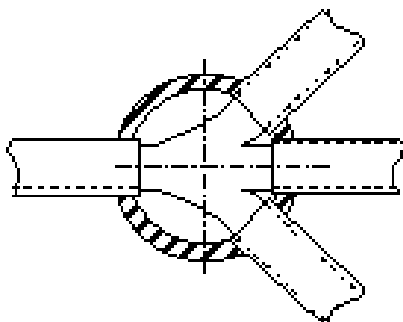


Рис. 8.4. Узловой колодец

Контрольные колодцы выполняются в местах присоединения дворовой или внутриквартальной сети к уличной и располагаются за пределами **красной линии** (красная линия – термин, применяемый в градостроительстве для обозначения условных границ, отделяющих территорию площадей, улиц, проездов и магистралей от территории, отведенной под застройку. Установленный в градостроительстве порядок разрешает строительство зданий только по красной линии или с отступлением от нее в глубину квартала).

Промывные колодцы служат для периодической промывки начальных участков сети, которые имеют малые диаметры. В этом качестве могут использоваться обычные смотровые колодцы и специальные конструкции с запорными устройствами и подводом воды.

Сопряжение труб, уложенных на разной глубине, осуществляется с помощью *перепадных колодцев*, которые могут быть установлены на любой системе водоотведения. Необходимость их применения возникает в следующих случаях (рис. 8.5):

- при присоединении боковых веток к коллекторам или внутриквартальных сетей к уличным трубопроводам (вариант *а*);
- при пересечении трубопроводов с инженерными сооружениями и естественными препятствиями (вариант *б*);
- при устройстве затопленных выпусков воды в водоемы (вариант *в*);
- при больших уклонах земли для исключения превышения максимально допустимой скорости движения (вариант *г*).

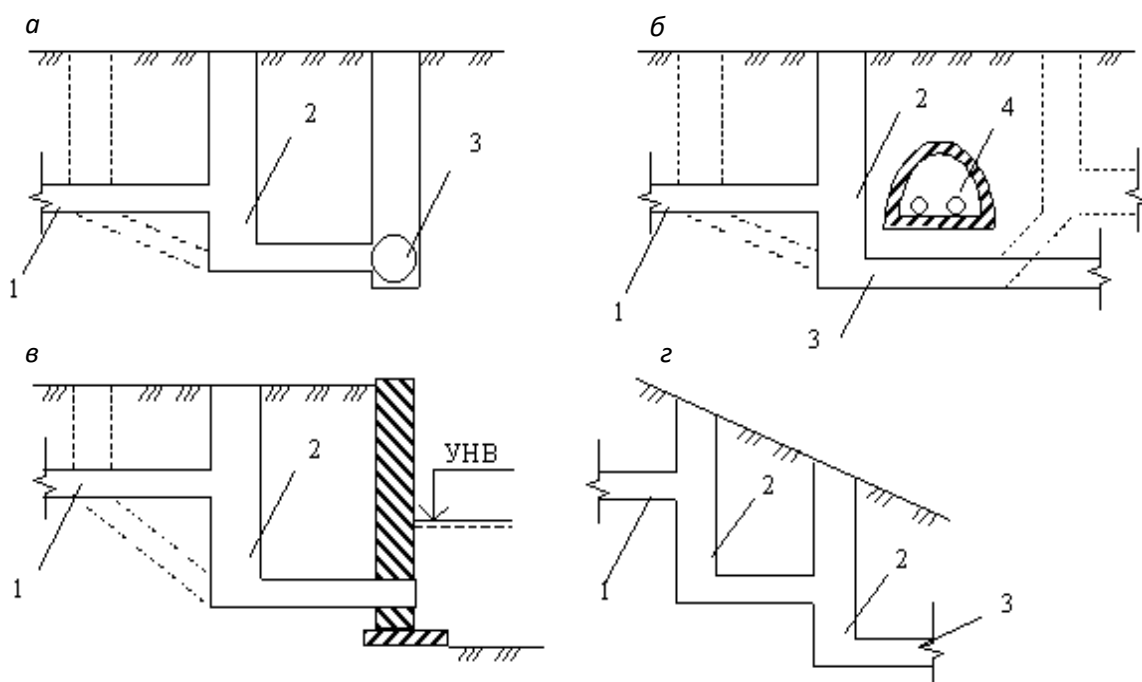


Рис. 8.5. Случаи установки перепадных колодцев

1 – подводящий трубопровод; 2 – перепадный колодец;

На рис. 8.5 пунктиром показаны другие технические решения, однако устройство перепадных колодцев позволяет значительно сократить объем земляных работ и стоимость строительства сети. Поэтому эти колодцы более предпочтительны с экономической точки зрения.

По конструкции водоотводящие перепады можно разделить на следующие основные типы (см. рис. 8.6):

Перепады с водосливом практического профиля и водобойным колодцем в нижнем бьефе (а).

1. Трубчатые перепады, которые бывают различной конструкции, но с обязательной вертикальной трубой (б).

2. Перепады с отбойно-водосливной стенкой (в).

3. Шахтные многоступенчатые перепады различных конструкций. Гашение падающей энергии происходит на каждой ступени (г).

4. Быстротоки – короткие каналы с большим уклоном (д).

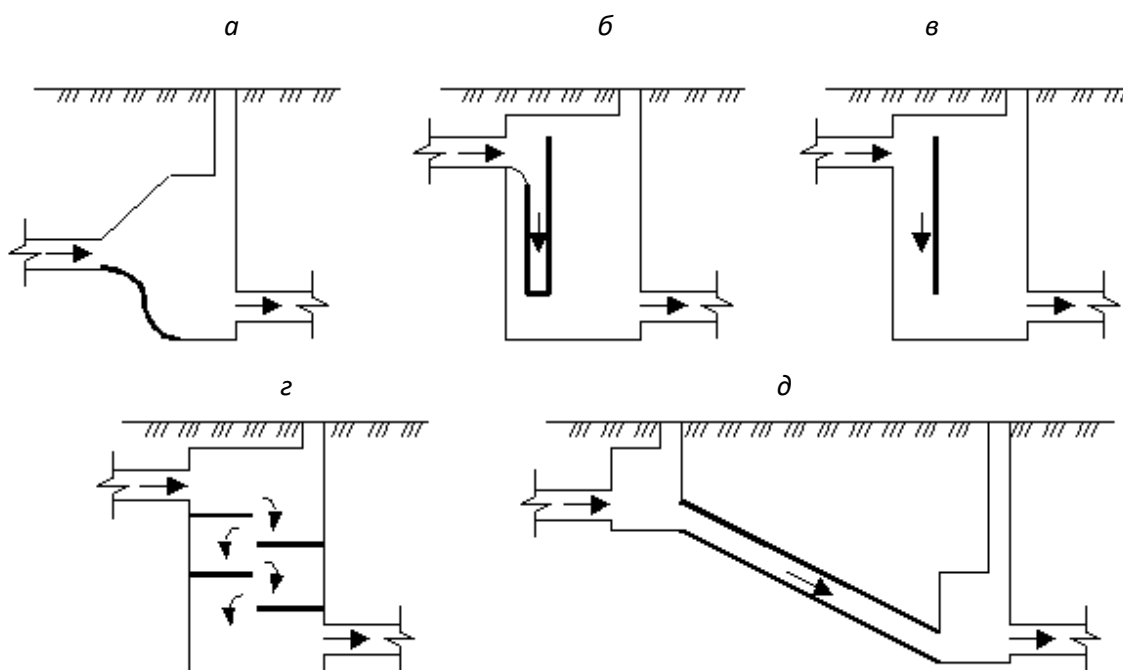


Рис. 8.6. Типы перепадов

Согласно [1], перепады высотой до 3 м на трубопроводах диаметром 600 мм и более принимают в виде водосливов практического профиля, а высотой до 6 м при диаметрах до 500 мм – принимают трубчатые перепады.

9. Гидравлический расчет перепадных колодцев

Гидравлический расчет перепадов с водосливом практического профиля производится по формулам гидравлики для сопряжения бьефов и сводится к определению длины водобойной части $l_k = l_2$, глубины водобойного колодца d_k и координат водосливной поверхности x и y (см. рис. 9.1).

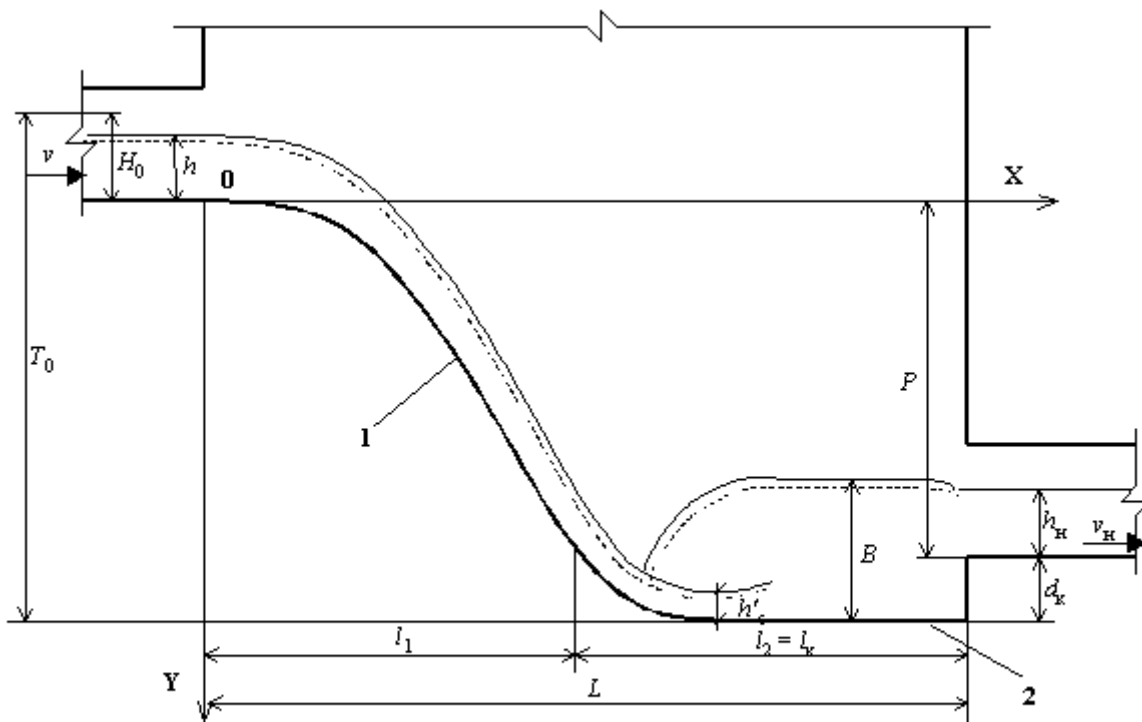


Рис. 9.1. Схема к расчету перепада с водосливом практического профиля

1 – водосливная поверхность; 2 – водобойная часть

В начале расчета находится глубина h в подводящем коллекторе и скорость воды в нем v . Затем определяется удельная энергия потока T_0 на подходе, задаваясь первоначальной глубиной водобоя d'_k :

$$T'_0 = H_0 + P + d'_k, \quad (9.1)$$

где $H_0 = h + v^2/2g$ (т.е. глубина + скоростной напор), м; P – высота перепада между лотками подводящего и отводящего трубопроводов, м.

Рассчитывается скорость потока в сжатом сечении внизу:

$$v_c = \varphi \sqrt{2gT_0}, \quad (9.2)$$

где φ – коэффициент, равный 0,9.

Определяется вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка h_c'' :

$$h_c'' = \frac{h_c'}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_{kp}^3}{h_c'^3}} - 1 \right), \quad (9.3)$$

где h_c' – первая сопряженная глубина, рассчитываемая по формуле:

$$h_c' = Q/bv_c, \quad (9.4)$$

здесь Q – пропускная способность перепада, м³/с, b – ширина водослива или водобойного колодца (принимается равной, например, диаметру коллектора), м; h_{kp} – критическая глубина, м:

$$h_{kp} = \sqrt[3]{Q^2 / b^2 g} \quad (9.5)$$

Определяется глубина водобойного колодца:

$$d_k = B - h_n = \sigma h_c'' - h_n, \quad (9.6)$$

где B – высота водяной подушки, м; σ – коэффициент равный 1,05; h_n – глубина воды в отводящем коллекторе, м.

Если d_k и d'_k – значительно отличаются, то расчет повторяют до тех пор, пока погрешность между ними не станет незначительной.

Рассчитывается длина водобойной части:

$$l_K = 2,7h_c'' \quad (9.7)$$

Определяются координаты поверхности водослива по следующей формуле:

$$X = l_1 \sqrt{Y/P}, \quad (9.8)$$

где l_1 – длина водослива, м:

$$l_1 = 1,15 \sqrt{H_0(P + 0,33H_0)} \quad (9.10)$$

Наконец, общая длина перепадного колодца составит:

$$L = l_1 + l_K \quad (9.11)$$

10. Определить расчетные расходы поверхностного стока, отводимые на очистку

Расчетный объем сточных вод следует определять как сумму дождевых вод и других вод, протекающих по коллектору дождевой канализации. Среднегодовые объемы дождевых вод (м^3 с 1 га), поступающих на очистные сооружения можно определить по формуле:

$$W_d = 2,5 \cdot H_{жс} \cdot K_{\delta}, \quad (10.1)$$

где $H_{жс}$ - среднегодовое количество дождевых осадков (мм), определяемое по данным ближайшей метеостанции; K_{δ} - коэффициент, учитывающий объем дождевых вод, направленных на очистное сооружение, который принимается по таблице 10.1 в зависимости от значения q_{20} в формуле.

Таблица 10.1

Зависимость коэффициента K_{δ} , от q_{20}

q_{20} , л\с с 1 га	20	40	60	80	100	150	200
K_{δ}	0,9	0,8	0,78	0,7	0,65	0,53	0,45

Среднегодовое количество талых вод, направляемых на очистное сооружение, определяется по зависимости (м^3 с 1 га):

$$W_m = 8 \cdot H_{в.с.} \cdot K_{\epsilon}, \quad (10.2)$$

где $H_{в.с.}$ - средний многолетний слой весеннего стока (мм), определяемый по картам изолиний (см. рис. 5.6); K_{ϵ} - коэффициент, учитывающий объем талых вод, поступающих на очистное сооружение, определяется по таблице 10.2.

Таблица 10.2

Значения коэффициента K_{ϵ} от района весеннего стока

Вероятность превышения, Р, %	Значения коэффициента K_{ϵ} для различных районов весеннего стока			
	1	2	3	4
50	0,56	0,66	0,8	1,0
20	0,47	0,56	0,69	0,77
10	0,40	0,47	0,63	0,56
4	0,35	0,41	0,54	0,47
2	0,30	0,37	0,47	0,40

Карта районирования весеннего стока приведена на рис.10.1.

Формулой 10.2 учитывается, что часть воды от таяния снега (~ 20 %) не поступает на очистное сооружение, так как с городских территорий часть снега вывозится.

Для приближенных расчетов объем мочных вод можно принимать равным $W_M = 150 \dots 200 \text{ м}^3 \text{ с 1 га в год}$.

Необходимо отметить, что расходы и объемы дождевых вод, определяемые по вышеприведенным зависимостям, соответствуют водосборным бассейнам со средними условиями застройки, в которых площадь водонепроницаемых поверхностей (кровля, дороги, тротуары) составляет 35...45 %.

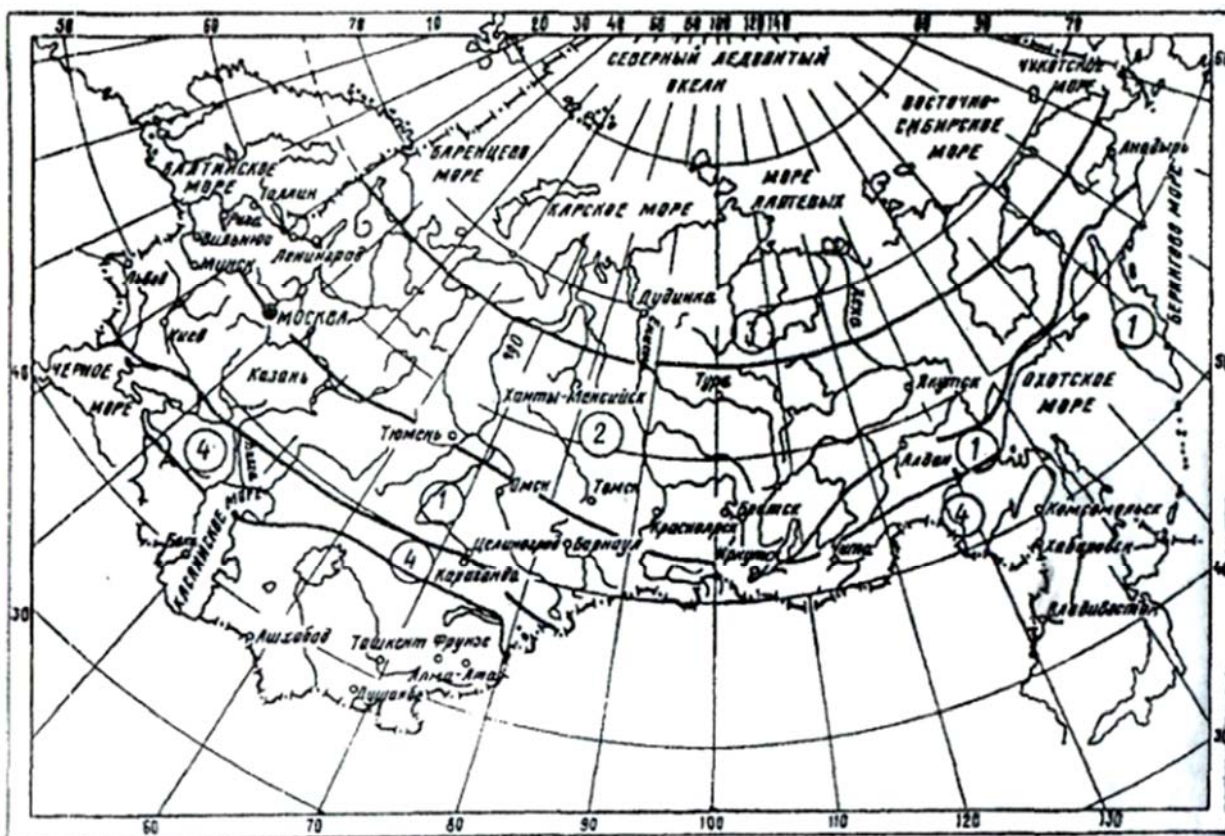


Рис. 10.1 .Карта районирования весеннего стока

Для других условий застройки в выражение 4.5 вводятся коэффициенты K_3 согласно таблице 10.3.

Таблица 10.3 - Значения коэффициента K_3 при доле (%) водонепроницаемых покрытий

Процент водонепроницаемых покрытий на водосборном бассейне	10	30	40	60	80	100
K_3	0,4	0,8	1,0	1,4	1,8	2,2

Приближенно среднегодовой объем вод с одного гектара, поступающий на очистное сооружение, равен

$$W_o = W_d + W_m + W_M, \quad (10.3)$$

При известной площади водосбора можно определить объем воды, поступающей на очистное сооружение ($\text{м}^3/\text{год}$):

$$W_1 = W_o \cdot F, \quad (10.4)$$

где F - площадь водосбора, га.

Пример расчет объема стока отводимого на очистку.

Средний годовой объем стока определяется по формуле:

$$W = W_g + W_{\text{CH}} + W_{\text{П}}$$

$$W = 95\,818,5 + 8606,7 + 8662,5 = 113\,087,7 \text{ м}^3$$

Тогда:

$$W_g = 10h_g\Psi_gF = 10 \cdot 321 \cdot 0,6 \cdot 49,75 = 95\,818,5 \text{ м}^3$$

$$W_{\text{CH}} = 10h_{\text{CH}}\Psi_{\text{CH}}F0,2 = 10 \cdot 173 \cdot 0,5 \cdot 49,75 \cdot 0,2 = 8606,7 \text{ м}^3$$

$$W_{\text{П}} = 10mk\Psi_{\text{П}}F = 10 \cdot 1,5 \cdot 150 \cdot 0,6 \cdot 7,7 = 8662,5 \text{ м}^3$$

11. Определение расчетной производительности очистных сооружений.

Конструирование очистных сооружений в виде прудов-отстойников

Гидравлические, гидрологические и санитарно - технические расчеты очистных сооружений обычно состоят из следующих разделов:

- определение расходов загрязненных дождевых вод;
- определение объемов всех видов вод, которые поступают на очистное сооружение;
- определение параметров очистного сооружения;
- определение объемов загрязнений, подлежащих задержанию в очистном сооружении;
- статические расчеты сооружения.

Основными исходными данными для расчета очистных сооружений являются площадь водосборного бассейна, расчетные расходы сточных вод и гидравлические параметры коллектора, а также концентрации загрязненных поверхностных (дождевых и снеговых) вод и принятая степень их очистки.

Параметры проточной части прудов-отстойников или очистных сооружений закрытого типа можно определить по следующим зависимостям:

$$\omega = Q_p / v ; \quad (11.1)$$

$$\omega = B \cdot h_{np} ; \quad (11.2)$$

$$l = v T_{om} \cdot 3600 ; \quad (11.3)$$

$$L = l \cdot K_l , \quad (11.4)$$

где Q_p – расчетный расход сточных вод (расчетный расход коллектора), м³/с; v – скорость воды в проточной части, которая не должна превышать 0,01 м/с; T_{om} – время отстоя воды, для прудов-отстойников - не менее 2 ч, для сооружений закрытого типа- 1 ч.; ω – живое сечение проточной части, м²; h_{np} – глубина проточной части, м; B - ширина проточной части, м; l - длина

проточной части, м; K_l – коэффициент, учитывающий увеличение длины за счет успокоительного участка, принимаемый равным 1,1... 1,2; L - общая длина проточной части и успокоительного участка, м.

Рекомендуется принимать ширину проточной части или отдельных секций для прудов - отстойников не более 40 м, а для сооружений закрытого типа не более 4 м. Расчетные параметры проточной части подвергаются расчетному обоснованию на осаждение твердых взвешенных частиц по следующим зависимостям:

$$v = \frac{Q_p}{h_{np} B}; \quad (11.5)$$

$$p_0 = 0,05v; \quad (11.6)$$

$$u_{cp} = \sqrt{u_0^2 + p_0^2}, \quad (11.7)$$

где u_{cp} – средняя скорость осаждения частиц, мм/с; P_0 – вертикальная составляющая скорости осаждения, мм/с; u_0 – гидравлическая крупность осаждаемых частиц, мм/с (обеспечивающая выпадение таких частиц), которая принимается в зависимости от диаметра частиц согласно таблицы 11.1.

Таблица 11.1

Значения гидравлической крупности для различных диаметров частиц

d, мм	u_0 , мм/с	d, мм	u_0 , мм/с	d, мм	u_0 , мм/с
0,01	0,07	0,50	54,0	2,00	152,9
0,03	0,62	0,60	64,8	2,50	176,5
0,05	1,73	0,70	73,2	3,00	192,5
0,10	6,92	0,80	80,7	3,50	208,5
0,15	15,6	0,90	87,5	4,00	222,5
0,20	21,6	1,00	94,4	4,50	236,5
0,30	32,4	1,50	125,6	5,00	249,5
0,40	43,2				

Общая длина проточной и успокоительной частей или длина отсека для задержания нефтепродуктов должны быть проверены на всплытие нефтяных частиц по формуле:

$$L = \alpha \frac{v}{u_{\min}} \cdot h_{np} \quad (11.8)$$

где u_{min} – скорость всплытия частиц нефтепродуктов, см/с; α – коэффициент, учитывающий турбулентность потока.

Длина очистного сооружения должна обеспечить всплытие частиц нефтепродуктов с крупностью 80... 100 мкм для прудов отстойников и 100... 120 мкм для сооружений закрытого типа. Соответственно скорость всплытия частиц нефтепродуктов при крупности (мкм):

$$120 - u_{min} = 0,102 \text{ см/с};$$

$$100 - u_{min} = 0,071 \text{ см/с};$$

$$80 - u_{min} = 0,0465 \text{ см/с}.$$

Коэффициент α принимается в зависимости от отношения v/u_{min}

$$\text{при } v/u_{min} = 20 - \alpha = 1,75;$$

$$\text{при } v/u_{min} = 15 - \alpha = 1,65.$$

При определении параметров очистного сооружения закрытого типа с фильтрами доочистки коэффициент α следует принимать равным 1,2. Необходимо иметь в виду, что ширину отсека в прудах-отстойниках для задержания нефтепродуктов следует принимать не менее 6 м. Объем загрязнений, задержанных в очистных сооружениях за год, необходимо определять, исходя из начального содержания загрязнений в воде, принятой степени очистки и объема поступающей воды. Необходимо учитывать, что объем задержанных загрязнений следует отдельно определять для дождевых вод, а также других вод, направляемых на очистное сооружение. Объем твердого стока, поступающего в сооружение за год (м^3 с га), можно определить по зависимости:

$$W = \frac{C \varepsilon W_0}{\gamma \cdot 100} F, \quad (11.9)$$

где C – начальное содержание взвешенных частиц, тонн на 1000 м^3 воды; ε – степень очистки воды, в % от начального содержания частиц; W_0 – объем воды, поступающей на очистное сооружение за год, тыс. м^3 с 1 га; γ – плотность осадка, т / м^3 ; F – площадь водосбора, га.

Глубину осадочной части h_{oc} (глубина осадка) сооружения необходимо определять по суммарному объему твердого стока от видов поступающих вод и чистоты очистки.

Как правило, расчеты ведут отдельно для периода весеннего снеготаяния (талые воды) и для теплого периода (дождевые и моечные воды). При работе очистных сооружений в зимний период необходимо учитывать объем твердого стока, поступившего в сооружения за это время. Наряду с этим следует учитывать неравномерность слоя осадка в сооружении по площади. Полученную глубину осадочной части рекомендуется увеличить на 30 %. Полная глубина сооружения определяется как сумма глубины осадочной и прочной частей:

$$h_n = h_{oc} + h_{np} \quad (11.10)$$

Запас над расчетным уровнем воды принимается равным:

- для прудов - отстойников – 0,5 м;
- для сооружений закрытого типа – 1,0 м.

Из гидравлических расчетов следует, что сумма всех потерь напора при прохождении расчетного расхода воды от распределительной камеры на коллекторе до выпуска в низовой участок коллектора или в водоем не должна превышать разности горизонтов воды в указанных местах. Потери напора определяются по известным гидравлическим зависимостям для местных сопротивлений и по длине (если такие участки имеются), притом потери напора в мусоро- и нефтеуловителях при скорости течения воды 0,01 м/с и меньше можно не учитывать, а потери напора в фильтрах сооружений закрытого типа следует принимать ориентировочно в пределах 0,125...0,50 м.

Пример расчета пруда-отстойника

Расчетный объем сточных вод следует определять как сумму дождевых вод и других вод, протекающих по коллектору дождевой канализации.

Параметры проточной части прудов-отстойников или очистных сооружений закрытого типа можно определить по следующим зависимостям:

$$\omega = \frac{0,23}{0,01} = 23 \text{ м}^2$$

$$\omega = 40 \cdot 0.6 = 24 \text{ м}^2$$

$$h_{\text{пр}} = \frac{23}{40} = 0.58 \approx 0.6 \text{ м}$$

$$l = 0,01 \cdot 2 \cdot 3600 = 72 \text{ м}$$

$$L = 72 \cdot 1.1 = 79.2 \text{ м}$$

Расчетные параметры проточной части подвергаются расчетному обоснованию на осаждение твердых взвешенных частиц по следующим зависимостям:

$$v = \frac{0,23}{0,6 \cdot 40} = 0,0096 \text{ мм/с}$$

$$P_0 = 0.05 \cdot 0.0096 = 0.00048 \text{ мм/с}$$

$$u_{\text{ср}} = \sqrt{47.8864^2 + 0.00000023^2} = 6.92 \text{ мм/с}$$

Общая длина проточной и успокоительной частей или длина отсека для задержания нефтепродуктов должны быть проверены на всплытие нефтяных частиц по формуле:

$$L = 1.75 \frac{0.96}{0.0465} \cdot 0.6 = 21.7 \text{ м}$$

Объем твердого стока, поступающего в сооружение за год ($\text{м}^3 \text{с га}$), можно определить по зависимости:

$$W = \frac{20000 \cdot 80\%}{(1,2 \cdot 100)} 49,75 = 663 \text{ 333 м}^3 \text{с га}$$

Полная глубина сооружения определяется как сумма глубины осадочной и прочной частей:

$$h_{\text{п}} = 1,5 + 0,6 = 2,1 \text{ м}$$

Тогда:

$$\frac{W}{\omega} = \frac{633 \text{ 333}}{24} = 26 \text{ 389}$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев М.И., Курганов А.М. Организация отведения поверхностного (дождевого и талого) стока с урбанизированных территорий: Учеб. пособие. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ. – 2000. – 352 с.: ил.
2. ГОСТ 26008-83 Дождеприемники чугунные для колодцев. Технические условия. М., 1983. 16 с.
3. Дикаревский В.С. и др. Отведение и очистка поверхностных сточных вод. Л.: Стройиздат, 1990. 224 с.
4. Кавешников А.Т. Городские гидротехнические сооружения: Учебное пособие (2-е издание, переработанное и дополненное). – М.: МГУП, 2003. 161 с.
5. Кременицкий Н.Н. и др. Гидравлика. Учебник для сельскохозяйственных техникумов по специальности «Гидромелиорация». М.: «Энергия», 1973. 424 с. ил.
6. Пособие по гидрологическим расчетам малых водопропускных сооружений под общей редакцией Г.Я. Волченкова, М.: Транспорт, 1992, 408 с.
7. СП 31.13330.2012 Канализация. Наружные сети и сооружения. М., 2011. 72 с.
8. СП 18.13330.2011 Генеральные планы предприятий. М., 2011. 86 с.
9. Справочник по проектированию, строительству и эксплуатации городских дорог, мостов и гидротехнических сооружений. Часть II, Гидротехнические сооружения. Под ред. Н.Н. Джунковского, М.Д. Курдюмова. М.: Изд-во МКХ РСФСР, 1961, 706 с.
10. Федоров Н.Ф. Курганов А.М., Алексеев М.И. Канализационные сети: Примеры расчета. М.: Стройиздат, 1985. 223 с.

Содержание

№ п/п	Наименование	Страницы
1	Трассировка дождевой канализации на городских территориях.....	3
2	Продольные профили земной поверхности по трассе внутриквартальных и уличных (магистральных) коллекторов.....	5
3	Дождеприемные колодцы на территории водоотведения...	7
4	Расчетная схема водоотвода с указанием расчетных участков.....	12
5	Расчетные расходы дождевых и талых вод в расчетных участках дождевой канализации.....	15
6	Гидравлический расчет дождеприемников.....	20
7	Конструирование сети с построением продольных профилей канализационных линий.....	24
8	Смотровые колодцы, перепадные колодцы, соединительные камеры и промывные колодцы.....	27
9	Гидравлический расчет перепадного колодца.....	32
10	Расчетные расходы поверхностного стока, отводимые на очистку.....	34
11	Расчетная производительность очистных сооружений. Расчет и конструирование очистных сооружений прудов-отстойников.....	37
	Список литературы.....	42