

Глава 4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ТРУБОПРОВОДОВ.

4.1. Особенности движения жидкости в водоотводящих сетях.

Транспортируемая из зданий сточная жидкость обладает определенной потенциальной энергией. Поэтому возможно ее самотечное транспортирование. И лишь в конце водоотводящих сетей возникает необходимость в перекачке сточных вод. В ряде случаев при больших уклонах поверхности земли вообще не требуется перекачка сточных вод.

Для проектирования бытовых водоотводящих сетей принимается безнапорный режим движения жидкости с частичным наполнением труб. На рис. 4.1. показаны элементы потока при самотечном режиме. Следует иметь в виду, что в сетях, предназначенных для транспортировки дождевых вод (кроме бытовых и производственно-бытовых) расчетные расходы сточных вод наблюдаются лишь 1 раз в течение 0,25-10 лет. Следовательно, водоотводящие сети работают в безнапорном режиме при частичном наполнении. Этот режим обладает рядом преимуществ перед напорным режимом. В бытовых и производственно-бытовых сетях обеспечивается некоторый резерв в живом сечении трубопровода.

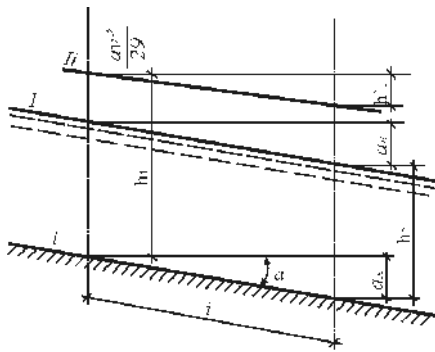


Рис. 4.1. Схема безнапорного режима движения потока

Через свободную от воды верхнюю часть сечения трубы осуществляется вентиляция разветвленной водоотводящей сети. При этом из трубопроводов непрерывно удаляются образующиеся в воде газы, которые вызывают коррозию трубопроводов и сооружений на них, осложняют эксплуатацию водоотводящих сетей и т. п. В безнапорном режиме движения жидкости лучше транспортируются с водой нерастворимые примеси, также происходит самоочищение трубопроводов от отложений. Приток сточных вод осуществляется неравномерно. Часовой максимальный расход бытовых вод превышает минимальный расход в 3-5 раз. В случае безнапорного режима снижение скорости движения при уменьшении расхода происходит в значительно меньшей степени, так как одновременно происходит уменьшение наполнения и живого сечения трубы. Таким образом, даже при расходах, меньше расчетных, самоочищающих скоростей движения сточных вод сохраняются, и в трубах не происходит накопления осадка в больших объемах.

Формулы для гидравлического расчета самотечных трубопроводов

Расчет самотечных трубопроводов заключается в определении их диаметра (или размеров коллектора, если он имеет не круглую форму), уклона и параметров их работы - наполнения и скорости. Обычно предварительно определяется расход, который является исходным для расчета.

В целях упрощения гидравлических расчетов водоотводящих сетей движение воды в них условно принимается установившимся и равномерным.

Для расчета рекомендуются формулы постоянства расхода

$$Q = \omega \cdot v \quad (4.1)$$

$$\text{и формула Шези} - v = C \sqrt{Ri}, \quad (4.2)$$

где Q - расчетный расход, м³/с; ω - площадь живого сечения, м²; v - скорость, м/с; C - коэффициент Шези; $R = \omega / \chi$ - гидравлический радиус [χ - смоченный периметр, м; $i = h_1 / l$ - уклон лотка; h_1 - падение лотка на длине l (рис. 4.1.)].

В формуле (4.2) принято, что гидравлический уклон I равен уклону лотка i , так как движение воды равномерное, при котором глубины потока и средние скорости в разных сечениях равны.

Для определения коэффициента Шези рекомендуется формула Н. Н. Павловского (при $0,1 < R < 3$ м)

$$C = R^y / n, \quad (4.3)$$

где y - показатель степени, определяемый по формуле

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1); \quad (4.4)$$

где n - коэффициент шероховатости, зависящий от состояния стенок трубопровода (табл. 4.1).

Для приблизительных расчетов Н. Н. Павловский рекомендовал следующие формулы:

$$y \approx 1,5\sqrt{n} \text{ при } 1,0 < R < 1,0; \\ y \approx 1,3\sqrt{n} \text{ при } 1,0 < R < 3,0. \quad (4.5)$$

При $y = 1/6$ формула (4.3) известна как формула Маннинга. Формула (2.3) справедлива для области турбулентного режима течения жидкости.

Формула (4.2.) может быть представлена в виде

$$i = (\lambda / 4R)(v^2 / 2g). \quad (4.6)$$

Таблица 4.1

Значения коэффициентов n , Δ_s и a_2 для определения коэффициента C и λ

Характеристика труб и коллекторов	n	Δ_s , см	a_2
Трубы:			
керамические	0,013	0,135	90
бетонные и железобетонные	0,014	0,2	100
асбестоцементные	0,012	0,06	73
чугунные	0,013	0,1	83
стальные	0,012	0,08	79
Коллекторы:			
бетонные и железобетонные	0,015	0,3	120
монолитные			
то же, сборные	0,014	0,08	50
кирпичные	0,015	0,315	110
земляные в различных грунтах	0,022-0,03	-	-

Проф. Н.Ф. Федоров рекомендует определять коэффициент гидравлического трения λ по формуле

$$1/\sqrt{\lambda} = -2\lg(\Delta_s / 13,68R + a_2 / Re), \quad (4.7)$$

где Δ_s - эквивалентная абсолютная шероховатость; a_2 — коэффициент, учитывающий характер шероховатости стенок труб (см. табл. 4.1); $Re = 4Rv / \nu$ - число Рейнольдса; ν - кинематический коэффициент вязкости.

Если учесть соотношение

$$C = \sqrt{8g / \lambda},$$

то формула (4.6) преобразуется в формулу (4.2).

По формуле (4.7) коэффициент λ (следовательно, и коэффициент C) зависят не только от относительной шероховатости, но и от числа Рейнольдса. Эта формула справедлива для всех трех областей турбулентного режима движения жидкости: областей гладкого, вполне шероховатого трения и переходной области между ними. Исследования показали, что трубопроводы водоотводящих сетей работают в области вполне шероховатого трения. Для возможных условий проектирования расчеты по формулам (4.1) - (4.3) и (4.6) - (4.7) дают практически одинаковые результаты.

При определении местных потерь напора используется формула Вейсбаха:

$$h_m = \zeta v^2 / 2g, \quad (4.8)$$

где ζ - коэффициент местного сопротивления, значения которого приводятся в справочной литературе.

4.2. Формы поперечного сечения труб и каналов

В практике строительства водоотводящих сетей наиболее широко используются трубы круглого сечения, которые в большей степени удовлетворяют гидравлическим, технологическим, строительным и другим требованиям. На рис. 4.2. показаны различные формы поперечных сечений водоотводящих труб, коллекторов и каналов, подразделяющихся на круглые, сжатые и вытянутые.

Круглый трубопровод имеет гидравлически наиболее выгодную форму, обладает большей пропускной способностью и удовлетворяет требованиям индустриализации строительства. Круглая форма сечения предпочтительна для осуществления прочисток от выпавшего осадка. Сжатые формы сечений (рис. 4.2., б, и, к) обеспечивают меньшее их заглубление и применяются при незначительных колебаниях расходов сточных вод.

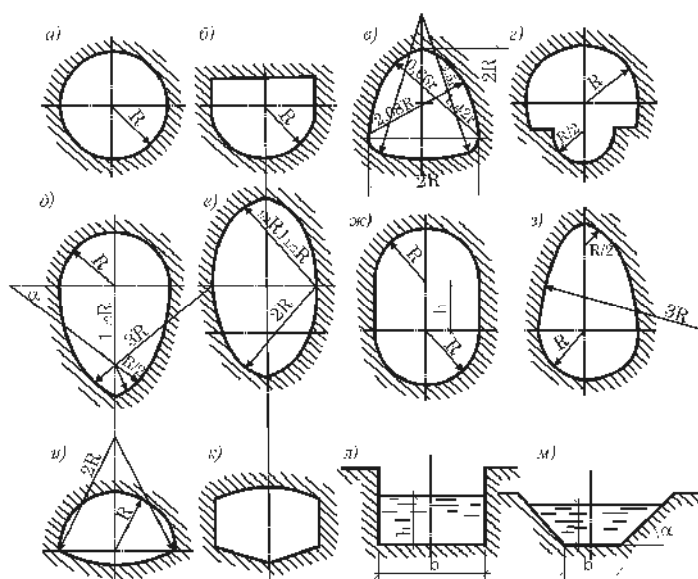


Рис. 4.2. Формы поперечного сечения водоотводящих труб, коллекторов и каналов:

а - круглое; б - полукруглое; в - шатровое; г - банкетное; д - яйцевидное (овоидальное); е - эллиптическое; ж - полукруглое с прямыми вставками; з - яйцевидное перевернутое; и - лотковое; к - пятиугольное; л - прямоугольное; м - трапециевидальное

Коллекторы, имеющие вытянутые формы сечений (рис. 4.2., д, е, ж, з), целесообразно применять при больших колебаниях расходов, так как практически при любом наполнении обеспечивается оптимальное соотношение глубины и ширины водного потока.

Для отвода сточных вод со значительными колебаниями расходов применяются коллекторы, имеющие банкетное сечение (рис. 4.2., г).

При индустриализации строительства наибольшее преимущество имеют те трубы, которые можно выполнить с наименьшим числом элементов по периметру коллектора.

За пределами городов и населенных пунктов возможно применение незамкнутых сечений (без перекрытий) трапециевидальных и прямоугольных форм каналов (рис. 4.2., л, м). Они применяются для транспортирования сточных вод в пределах очистных станций — от сооружения к сооружению.

Гидравлическая характеристика поперечных сечений круглой формы коллекторов определяется наибольшей их пропускной способностью при заданном уклоне и площади живого сечения потока.

При одной и той же величине гидравлического радиуса R скорости течения жидкости водоотводящей сети круглого сечения при полном и половинном наполнении считают равными; они достигают максимума при наполнении $h=0,813d$. Пропускная способность труб (или расход) достигает максимума при наполнении $h=0,95d$, а затем уменьшается. Причем расход при полном наполнении трубы в два раза больше, чем при половинном.

На рис. 4.3. приведены кривые изменения скоростей v и расходов q в трубах круглого сечения в зависимости от степени наполнения. По оси ординат отложены степени наполнения h , а по оси абсцисс - соответствующие этим наполнениям скорости v и расходы q , выраженные в долях от скорости и расхода при полном наполнении. Наполнение $h < 0,5d$ не принимается, так как при этом существенно уменьшаются скорость потока и расход воды.

Для городских водоотводящих сетей в зависимости от диаметра трубопровода рекомендуется $h = 0,5d \dots 0,8d$. Для водостоков рекомендуется принимать $h = 0,95d \dots 1,0d$.

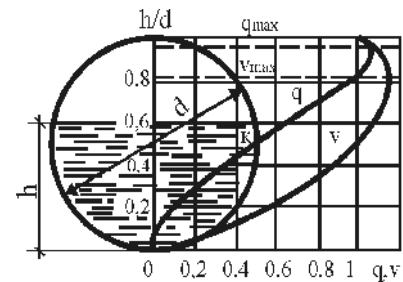


Рис. 4.3.. Зависимость q и v от степени наполнения трубопровода h/d

4.3. Расчетные параметры потока бытовых и производственных сточных вод

В целях исключения подтопления трубопроводов при расчетных условиях наполнение в трубопроводах бытовой водоотводящей сети рекомендуется принимать не более 0,8. Рекомендуемые максимальные наполнения приведены в табл. 2.2.

В трубопроводах дождевых сетей (водостоках) полных отдельных систем водоотведения, а также в общесплавных трубопроводах и общесплавных коллекторах полураздельных систем водоотведения при расчетных условиях наполнение рекомендуется принимать равным 1, т. е. полным.

Содержащиеся в сточных водах нерастворенные примеси способны выпадать в осадок, уменьшать сечение трубопроводов и вызывать их полное засорение.

В настоящее время расчет трубопроводов производится на условии поддержания труб в чистом состоянии при максимальном расчетном расходе. Таким образом, при минимальных расходах в трубопроводах допускаются отложения, но при достижении расчетного расхода трубопроводы должны самоочищаться. Поэтому при расчете широко используется понятие *самоочищающая скорость*. Это *минимальная скорость*, которая должна обеспечиваться в водоотводящих сетях при расчетном расходе, при котором возможно самоочищение.

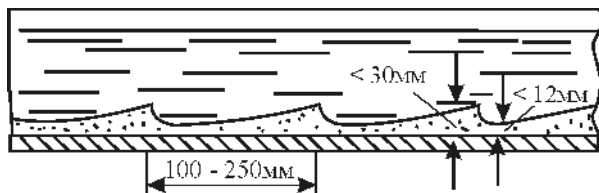


Рис. 4.4. Схема непрерывного передвижения отложений в водоотводящей сети

Профессоры Н. Ф. Федоров и А. М. Курганов минимальную скорость, которую необходимо соблюдать в трубопроводах из условий самоочищения, называют *незаиляющей*. Для ее определения проф. Н. Ф. Федоров предложил формулу:

$$v_n = A \sqrt[n]{R}, \quad (4.9)$$

где $A = 1,42$ и $n = 4,5 + 0,5R$ с учетом корректировки М. И. Алексеева.

В. И. Калицуном для определения самоочищающей скорости получена формула

$$v_{\min} = u_0 C / \sqrt{q}. \quad (4.10)$$

С учетом формулы (2.3)

$$v_{\min} = u_0 R^y / n \sqrt{q}, \quad (4.11)$$

где u_0 - гидравлическая крупность - скорость осаждения частиц песка в покоящейся жидкости.

Формула (4.11) учитывает крупность песка, который может содержаться в сточной воде. Изменение крупности песка может быть обусловлено видом сточных вод (бытовые,

дождевые, производственные), совершенством покрытий проездов, особенностями их содержания и др.

Самоочищающая скорость зависит и от коэффициента шероховатости n , так как важным источником турбулентности потока является шероховатость русла. Если в трубопроводах имеется осадок в виде гряд, то коэффициент $n \approx 0,025$. Если трубопровод чист, то $n \approx 0,014$. По формуле (4.11) самоочищающая скорость в первом случае меньше, чем во втором. Первый случай определяет условия самоочищения, а второй - критические условия (условия, исключающие осаждение взвешенных веществ). Формула (4.11) позволяет определять как самоочищающую скорость, так и критическую. Они различны, так как различны шероховатости русел. Но условия турбулентности в описанных двух случаях практически одинаковы.

Итогом всех предшествующих исследований являются значения минимальных скоростей, которые представлены в табл. 2.2. Эти значения близки к тем, которые следуют из формул (4.9) и (4.10).

Таблица 4.2

Рекомендуемые наполнения и минимальные скорости и уклоны

Диаметры, мм	Максимальные степени наполнения	Минимальные	
		скорости,	уклоны
200	0,6	0,7	0,0046
300	0,7	0,8	0,0033
400	0,7	0,8	0,0021
500	0,75	0,9	0,002
600	0,75	1,0	0,0019
800	0,75	1,0	0,0013
1000	0,8	1,15	0,0013
1200	0,8	1,15	0,001
1400	0,8	1,3	0,001
2000	0,8	1,5	0,0009

Если в формулу Шеши (4.2) подставить минимальную скорость, то можно получить минимальный уклон, при котором трубопровод самоочищается. В табл. 4.2 приведены минимальные уклоны, соответствующие минимальным скоростям. Для труб минимальных диаметров минимальные уклоны приведены в табл. 4.3.

Первоначально она была получена на основании обобщения эксплуатационных данных. Эта формула следует также из формулы (4.11) для конкретных значений u_0 и n .

Содержащиеся в сточных водах песок и другие минеральные примеси являются абразивными материалами, истирающими стенки трубопроводов в результате транспортирования жидкости. При этом интенсивность истирания пропорциональна скорости потока, движущегося в трубе. Поэтому на основании многолетнего опыта эксплуатации водоотводящих сетей установлены максимально допустимые скорости, равные 4 м/с - для неметаллических труб и 8 м/с - для металлических.

Расчет трубопроводов по формулам (4.1) - (4.4) или другим чрезвычайно сложен. Методы решения различных задач по расчету трубопроводов изложены в специальной литературе.

Таблица 4.3

Минимальные диаметры и уклоны водоотводящей сети

Системы водоотведения	Минимальный диаметр ($d_{\min}$), мм		Минимальные уклоны ($i_{\min}$)	
	внутриквар- тальной	уличной	внутриквар- тальной	уличной
Полная раздельная и полураздельная с сетями: бытовой	150	200	0,008 (0,007)	0,007 (0,005)
дождевой (водостоки)	200	250	0,007 (0,005)	-
Общесплавная	200	250	0,007 (0,005)	-

Примечание. В скобках указаны уклоны, которые допускается применять при обосновании.

Для определения минимального уклона широко известна формула

$$i_{\min} = \alpha_i / d, \quad (4.12)$$

где d - диаметр трубопровода, мм;

α_i - коэффициент, равный:

d , мм	500	600-800	1000-1200	1400	1600	2000
α_i ,	1,0	1,1	1,3	1,5	1,7	2,0

4.4. Таблицы, графики и номограммы для расчета сетей водоотведения.

При проектировании водоотводящих сетей требуется выполнять расчеты большого числа отдельных участков трубопроводов с различными условиями проектирования. Их расчет производится путем применения тех или иных упрощающих приемов, при которых используются разработанные таблицы, графики, номограммы, различные обобщенные параметры и др.

В настоящее время для расчета самотечных трубопроводов используют различные таблицы, к числу которых относятся таблицы А. А. Лукиных и Н. А. Лукиных (Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского. - М.: Стройиздат, 1987) и Н. Ф. Федорова и Л. Е. Волкова (Гидравлический расчет канализационных сетей. -Л.: Стройиздат, 1968). Первые составлены по формулам (4.1) - (4.4), вторые - по формулам (4.6) и (4.7).

В табл. 4.4 приведена краткая выдержка из первых таблиц для трубопровода диаметром 200 мм. Таблицы содержат значения расхода и скорости при различных наполнениях от 0,05 до 1,0 для всех возможных в инженерной практике диаметров и уклонов труб.

При проектировании водоотводящих сетей предварительно определяют расход. Уклон трубопровода принимают с учетом уклона поверхности земли и руководствуясь экономическими соображениями (минимальными объемом земляных работ и стоимости строительства). Расчет трубопроводов по описанным таблицам сводится к подбору диаметра трубопровода, обеспечивающего пропуск расхода при наполнении, соответствующем самоочищающей скорости.

Этот расчет весьма прост и удобен. Однако для него требуются таблицы большого объема, которые издаются отдельными книгами. Они должны быть «под рукой» у каждого проектировщика. В то же время, изданные таблицы не охватывают всех возможных в инженерной практике диаметров и уклонов трубопроводов и параметров их работы.

Таблица 4.4

Значения расхода сточных вод q и скорости их движения v в трубах $d=200$ мм

Наполнение, доли d	Значения q , л/с и v , м/с при уклоне, тысячные					
	5		6		7	
	q	v	q	v	q	v
0,05	0,11	0,18	0,12	0,20	0,13	0,21
0,10	0,45	0,28	0,50	0,30	0,54	0,33
0,15	1,06	0,36	1,16	0,39	1,26	0,42
0,20	1,91	0,43	2,09	0,47	2,26	0,50
0,25	2,98	0,49	3,26	0,53	3,52	0,58
0,30	4,26	0,54	4,67	0,59	5,05	0,64
0,35	5,71	0,58	6,26	0,64	6,76	0,69
0,40	7,34	0,62	8,04	0,69	8,69	0,74
0,45	9,07	0,66	9,94	0,72	10,7	0,78
0,50	10,9	0,69	11,9	0,76	12,9	0,82
0,55	12,7	0,72	14,0	0,79	15,1	0,85
0,60	14,6	0,74	16,0	0,81	17,3	0,89
0,65	16,5	0,76	18,0	0,83	19,5	0,90
0,70	18,2	0,78	20,0	0,85	21,6	0,92
0,75	19,8	0,79	21,8	0,86	23,5	0,93
0,80	21,3	0,79	23,3	0,87	25,2	0,93
0,85	22,4	0,79	24,6	0,86	26,6	0,93
0,90	23,2	0,78	25,4	0,85	27,5	0,92
0,95	23,4	0,76	25,6	0,83	27,7	0,90
1,00	21,8	0,69	23,9	0,76	25,8	0,82

Аналогично ведется расчет по графикам и номограммам. Он требует кропотливой работы. В инженерной практике ими пользуются реже.

4.5. Гидравлический расчет напорных трубопроводов

Расчет напорных трубопроводов заключается в определении диаметра и потерь напора. При полном заполнении сечения трубы $q = \omega v = v \pi d^2 / 4$, отсюда диаметр трубы равен

$$d = \sqrt{4q / v \pi}. \quad (4.13)$$

Скорость движения воды в трубопроводах следует принимать такой, чтобы обеспечивался оптимальный режим работы системы насосы-трубопроводы (минимальные приведенные затраты). Эта скорость равна 1,5-2,5 м/с.

Потери напора находят по формуле Дарси, которая для напорного трубопровода имеет вид:

$$h = il = \lambda l v^2 / d 2 g. \quad (4.14)$$

Коэффициент λ может вычисляться по формуле Н. Ф. Федорова:

$$1 / \sqrt{\lambda} = -2 \lg(\Delta_s / 3,42 d + a_2 / \text{Re}) \quad (4.15)$$

Потери напора также могут определяться по формулам (4.2) и (4.3) при полном заполнении трубы, то есть при $h/d=1$ или по таблицам гидравлического расчета сетей.

Важное значение при расчете напорных трубопроводов имеет правильный выбор коэффициентов шероховатости n , Δ_s , a_2 и др.

Напорные трубопроводы систем водоотведения часто имеют небольшую длину. В этом случае местные потери напора в коммуникациях насосных станций оказываются соизмеримыми с потерями напора по длине труб и их следует учитывать особо. При приближенных и предварительных расчетах общие потери определяют по формуле

$$h = k_m il,$$

где k_m — коэффициент, учитывающий местные потери напора (в долях от потерь по длине) и принимаемый равным 1,1-1,15.

Пересечения самотечных трубопроводов с реками, автомобильными и железными дорогами и другими инженерными сооружениями часто выполняются в виде дюкеров, которые представляют собой короткие трубы, огибающие препятствие снизу. Движение воды в дюкере происходит под напором, образующимся в результате разности уровней воды в его начале и конце.

Диаметр напорных ниток дюкеров определяют по формуле (4.13) при скорости более 1 м/с. Потери напора находят путем суммирования потерь напора по длине труб и местных потерь напора (метод наложения потерь напора):

$$h = il + \sum \zeta v^2 / 2g.$$

Разность отметок лотков труб в начале и конце дюкера принимается равной потерям напора.

4.6. Особенности гидравлического расчета и конструирования производственных водоотводящих сетей.

Производственные сточные воды содержат разнообразные по размерам и удельному весу нерастворенные примеси. Их распределение по живому сечению труб и каналов зависит от скорости потока. При скорости потока более 0,8 м/с они распределяются относительно равномерно и находятся во взвешенном состоянии.

При расчете труб и каналов, транспортирующих сильно концентрированные производственные сточные воды с высоким содержанием взвешенных веществ, необходимо учитывать транспортирующую способность потока. Она зависит от высоты наполнения — h , м; скорости потока — v , м/с; гидравлической крупности взвеси — u , мм/с и определяется по нижеприведенным формулам 4.1 и 4.2. Содержание фракций взвеси крупнее 0,005 мм — P_6 , г/л находится по формуле:

$$P_6 = (0,0535 / h) (v / 1,2uh^{0,2})^4 (1 - 1,2uh^{0,2} / v) \quad (4.16)$$

Критическую скорость высококонцентрированных потоков рассчитывают по формуле:

$$v_{кр} = 8\sqrt[3]{D} \sqrt{C_0 \Psi}, \text{ м/с} \quad (4.17)$$

где D — диаметр трубопровода, C_0 — отношение объема загрязнений к общему объему, Ψ — коэффициент транспортабельности.

В табл. 4.5 приводятся значения коэффициента транспортабельности при различных фракциях загрязнений.

Таблица 4.5

Значения коэффициента транспортабельности при различных фракциях загрязнений

Взвешенные вещества, мм	0,05-0,1	0,1-0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2-3
Ψ	0,02	0,20	0,40	0,80	1,2	1,5

На промышленных предприятиях применяют, как правило, полную раздельную систему водоотведения. В производственных водоотводящих сетях могут накапливаться раз-

личные газообразные продукты (метан, аммиак, сероводород, ацетилен, оксид углерода, пары нефтепродуктов и др.). При этом может создаваться взрывоопасная ситуация, а также возрастает коррозионная активность сточных вод. Специальные вытяжные устройства предусматриваются в местах усиленного газовыделения из сточных вод: входные камеры дюкеров, смотровые колодцы, в которых скорости течения воды резко снижаются, перепадные колодцы при высоте перепада более 1 м и расходе сточной воды более 50 л/с, места присоединения к общезаводской водоотводящей сети цеховых стоков.

В особых случаях, когда естественная вытяжная вентиляция производственной водоотводящей сети не обеспечивает нормальные условия ее эксплуатации, применяют принудительную искусственную вентиляцию.

Для предотвращения проникновения ядовитых газов, огня при взрыве или горящих нефтепродуктов в производственные помещения устраивают гидравлические затворы.

Гидравлический затвор представляет собой дюкер, работающий под напором, который создается разностью отметок уровня воды в начале и конце сооружения.

Глубина гидравлического затвора должна быть не менее 10 см.

Для отведения сильнощелочных или кислых производственных сточных вод применяют трубы из специальных сортов стали (18/10) и высококремнистого чугуна. Во всех случаях укладки стальных труб особое внимание необходимо уделять антикоррозионной защите. Стальные трубы соединяют путем сварки или с помощью фланцев.

Перспективным является применение пластмассовых труб.

Выбор материала труб для строительства водоотводящих сетей промышленных предприятий зависит от гидрогеологических условий и состава сточных вод.

4.7. Водоотводящие сети атмосферных осадков (водостоки).

Формирование атмосферного стока на городских территориях

В процессе глобального кругооборота веществ, определяющего условия существования и эволюции биосферы, атмосферные осадки, выпадающие над земной поверхностью, собираются и отводятся через разветвленную сеть в моря и океаны, где, путем постоянного испарения воды, происходит формирование дождевых облаков с их последующим распределением над земной поверхностью и выпадением в виде осадков.

Распределение осадков над поверхностью планеты крайне неравномерно как в пространстве, так и во времени, и является предметом изучения гидрометеорологии.

Объемы выпадающих осадков измеряют высотой слоя воды h мм, выпавшей за определенный интервал времени, по площади водосбора. (В России годовой слой осадков колеблется от 300 мм на севере до 2000 мм в южной субтропической зоне. В средней полосе европейской части этот показатель достигает 600-800 мм). Площадь водосбора – это часть земной поверхности и подстилающих ее почв и горных пород, откуда вода поступает к водным объектам, которые подразделяют на водотоки и водоемы.

Водоток – водный объект, характеризующийся устойчивым движением воды в направлении уклона водной поверхности. Водотоки бывают естественного (ручьи, реки, протоки) и искусственного (лотки, канавы, коллекторы, каналы) происхождения.

Водоем – водный объект в углублении земной поверхности, характеризующийся практическим отсутствием постоянного существенного уклона водной поверхности и наличием, в основном, волнового движения под действием ветра и конвективных токов воды. Водоемы бывают естественного (болота, пруды, озера) и искусственного (резервуары, земляные и бетонные емкости, водохранилища) происхождения.

Сток – движение воды по поверхности земли и в грунте в направлении водного объекта. Поверхностный сток – сток дождевых, талых или поливных вод, происходящий по земной поверхности. Грунтовый сток – сток вод, попадающих в грунт с земной поверхности и перемещающийся в виде фильтрационного потока в направлении нижерасположенных водных объектов. Объем стока – объем воды, стекающий с водосбора за год (W , м³/год). Модуль

стока – объем воды, стекающий с единицы площади водосбора в единицу времени ($\text{м}^3/\text{с}$ с 1 га).

Для расчета объемов атмосферных осадков используют параметр интенсивности дождя по объему q , выраженный в л/с с га.

Величину интенсивности дождя q описывают следующим эмпирическим выражением:

$$q = A/t^n, \quad (4.18)$$

где A – многофакторный безразмерный параметр, зависящий от географического положения местности и метеорологических условий; t – продолжительность дождя, мин; n – метеорологический параметр.

По действующим СНиПам величину A рекомендуется определять по формуле:

$$A = q_{20} \cdot 20^n (1 + \lg P / \lg m_r)^\gamma, \quad (4.19)$$

где q_{20} – интенсивность дождя (л/с с га) для данной местности, продолжительностью 20 минут при $P = 1$ год (рис. 5.1); P – период времени в годах, в течение которого дождь расчетной интенсивности будет превышен 1 раз (табл. 5.1 и 5.2); m_r – среднее число дождей в год; γ – метеорологический параметр (табл. 4.6).

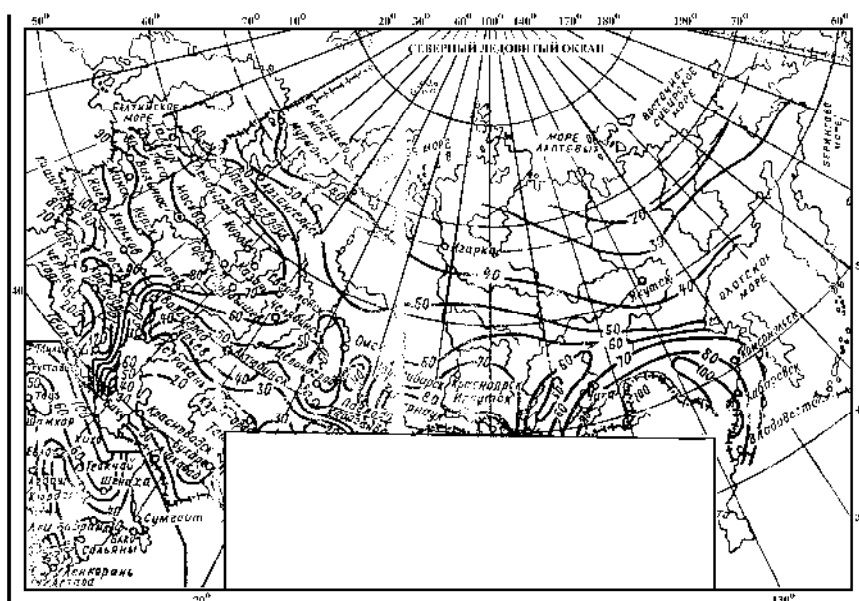


Таблица 4.5

Величины периодов однократного превышения расчетной интенсивности дождя для промышленных предприятий

Результат кратковременного переполнения сети	Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя Р, годы, для территории промышленных предприятий при значениях q_{20}		
	до 70	70 - 100	более 100
Технологические процессы предприятия: не нарушаются	0,33-0,5	0,5-1	2
нарушаются	0,5-1	1-2	3-5

Таблица 4.6

Величины периодов однократного превышения расчетной интенсивности дождя для населенных пунктов

Условия расположения коллекторов		Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя Р, годы, для населенных пунктов при значениях q_{20}			
На проездах местного значения	На магистральных улицах	до 60	60 - 80	80 - 120	более 120
Благоприятные и средние	Благоприятные	0,33-0,5	0,33-1	0,5-1	1-2
Неблагоприятные	Средние	0,5-1	1-1,5	1-2	2-3
Особо неблагоприятные	Неблагоприятные	2-3	2-3	3-5	5-10
-	Особо неблагоприятные	3-5	3-5	5-10	10-20

Однако не весь объем выпавших атмосферных осадков достигает водоотводящей сети.

Коэффициент стока Ψ представляет собой отношение расхода воды, достигшей водостока q_{r1} , к расходу выпавших осадков q_r .

По исследованиям Н.Н. Белова, коэффициент стока зависит от вида покрытия поверхности, интенсивности и продолжительности дождя и описывается формулой:

$$\Psi_{mid} = Z_{mid} \cdot q^{0,2} \cdot t^{0,1}, \quad (4.20)$$

где Z_{mid} – средневзвешенный коэффициент покрова, принимаемый по табл. 4.9 с учетом фактической доли каждого вида покрытия (табл. 4.8).

Для водонепроницаемых поверхностей (кровли и асфальтовые покрытия) величину Z принимают в зависимости от параметра A :

$A \dots$	300	400	500	600	700	800	1000	1500
$Z \dots$	0,32	0,3	0,29	0,28	0,27	0,26	0,25	0,23

$$Z_{mid} = \sum f_i \cdot Z = 0,118 \quad (4.21)$$

С учетом 4.21 зависимости формула 4.20 принимает вид:

$$\Psi_{mid} = Z_{mid} \cdot A^{0,2} / t^{0,2 \cdot n - 0,1} \quad (4.22)$$

При больших площадях стока учитывают неравномерность выпадения дождя с помощью коэффициента простираемости дождя K по поверхности земли:

$F \text{ га} \dots$	500	1000	2000	4000	6000	8000	10000
$K \dots$	0,95	0,9	0,85	0,8	0,7	0,6	0,55

Однако городская водосточная сеть принимает не только поверхностные стоки от атмосферных осадков и декларируемые сбросы промышленно-ливневых сточных вод. Фактически городская водосточная сеть является одновременно и дренажной, обеспечивая отвод значительной части грунтовых вод как природного, так и антропогенного происхождения. Это обусловлено наличием значительного числа неплотностей как в стыковых соединениях водосточных труб, так и в смотровых и дождеприемных колодцах. Данные неплотности образуются вследствие невысокого качества строительных работ и в процессе последующей эксплуатации под природным и техногенным воздействием.

Таким образом, поступление грунтовых вод в водосточную сеть является неизбежным и должно учитываться при расчете и проектировании сети, которая фактически является дренажно-водосточной системой водоотведения с городских территорий.

Таблица 4.7

Величины метеорологических параметров

Район	Значение n при		m_r	γ
	$P \geq 1$	$P < 1$		
Побережье Белого и Баренцева морей	0,4	0,3 5	130	1,33
Север европейской части и Западной Сибири	0,62	0,4 8	120	1,33
Равнинные области запада и центра европейской части	0,71	0,5 9	150	1,54
Возвышенности европейской части, западный склон Урала	0,71	0,5 9	150	1,54
Нижнее Поволжье	0,66	0,6 6	50	2
Наветренные склоны возвышенностей европейской части и Се-	0,7	0,6	70	1,54

верное Предкавказье		6		
Ставропольская возвышенность, северные предгорья Кавказа, сев. склон Большого Кавказа	0,63	0,56	100	1,82
Южная часть Западной Сибири	0,72	0,58	80	1,54
Средняя Сибирь	0,69	0,47	130	1,54
Восточная Сибирь	0,6	0,52	90	1,54
Бассейны Шилки и Аргуни, долина Среднего Амура	0,65	0,54	100	1,54
Бассейны Колымы и рек Охотского моря, сев. часть Нижнеамурской низменности	0,36	0,48	100	1,54
Побережье Охотского моря, бассейны рек Берингова моря, центр и запад Камчатки	0,35	0,31	80	1,54
Восточное побережье Камчатки южнее 56° с.ш.	0,28	0,26	110	1,54
Побережье Татарского пролива	0,28	0,28	110	1,54
Район оз. Ханка	0,28	0,57	90	1,54
Бассейны рек Японского моря, о. Сахалин, Курильские о-ва	0,28	0,44	110	1,54
Черноморское побережье и зап. склон Большого Кавказа	0,28	0,58	90	1,54
Побережье Каспийского моря и равнина Дагестана	0,28	0,43	60	1,82

Таблица 4.8.

Значения коэффициента покрова Z для различных поверхностей

Вид поверхности	Z
Брусчатые мостовые	0,224
Булыжные мостовые	0,145
Щебеночные покрытия	0,125
Гравийные садово-парковые дорожки	0,09
Грунтовые поверхности	0,064
Газоны	0,038

Таблица 4.9.

Определение средневзвешенного значения коэффициента покрова Z_{mid}

Вид покрытия	Доля покрытия в общей площади f_i	Z	$f_i \cdot Z$
Кровля и асфальт (A=400)	0,25	0,3	0,075
Газоны	0,35	0,038	0,013
Грунтовые поверхности	0,25	0,064	0,016
Гравийные дорожки	0,15	0,09	0,014

$$\Sigma f_i \cdot Z = 0,118$$

Природная составляющая грунтового стока включает:

- грунтовый сток от профильтровавшихся в грунт дождевых и талых вод;
- естественная разгрузка артезианских водоносных горизонтов через верхние слои грунта.

Антропогенная составляющая грунтового стока включает:

- потери в сетях водопровода, канализации и теплоснабжения;
- аварийные сбросы из водопровода и канализации;
- водоотлив при осушении строительных котлованов.

Однако, в отличие от поверхностного стока, надежных методик расчета грунтового стока, особенно его антропогенных составляющих, в городских условиях нет. Расчеты грунтового стока базируются, как правило, на экспертных оценках. В табл. 5.6 приведены среднегодовые расходы суммарного поверхностного и грунтового стока с территории г. Москвы, определенные на основе экспертных оценок. Из данных, приведенных в этой таблице, следует, что антропогенная составляющая стока в Москве составляет около 50% общего стока с территории города.

Таблица 4.10

Объем стока с территории г. Москвы на основе модуля стока по расходам воды в реках для среднего по водности года

Составляющая компонентов питания рек	Модуль стока $\frac{\text{м}^3/\text{с}}{1000\text{км}^2}$	Объем стока в среднем по водности году, млн. м^3
Поверхностный сток от атмосферных осадков	4,6	151,0
Грунтовый сток от атмосферных осадков	2,0	65,5
Потери в сетях трубопровода, теплоснабжение и канализация	3,0	98,5

Аварийные и технологические сбросы из водопровода и канализации	3,5	115,0
Поливо-мочные воды	0,1	3,15
Промышленные сбросы	3,4	108,0
Всего	16,6	541,1

Вместе с тем гидравлический расчет водосточной сети ведется с учетом принятого периода однократного переполнения P на пропуск максимально секундных расходов воды, в которых преобладающее значение имеет поверхностный сток. На рис. 5.2 приведена зависимость изменения расходов воды (гидрограф) р.Сетунь (г. Москва).

Анализ зависимости показывает, что несмотря на то, что годовой объем поверхностного стока относительно невелик (30-40%), пиковые расходы на 80-90% определяются его величиной (значением принятого параметра P).

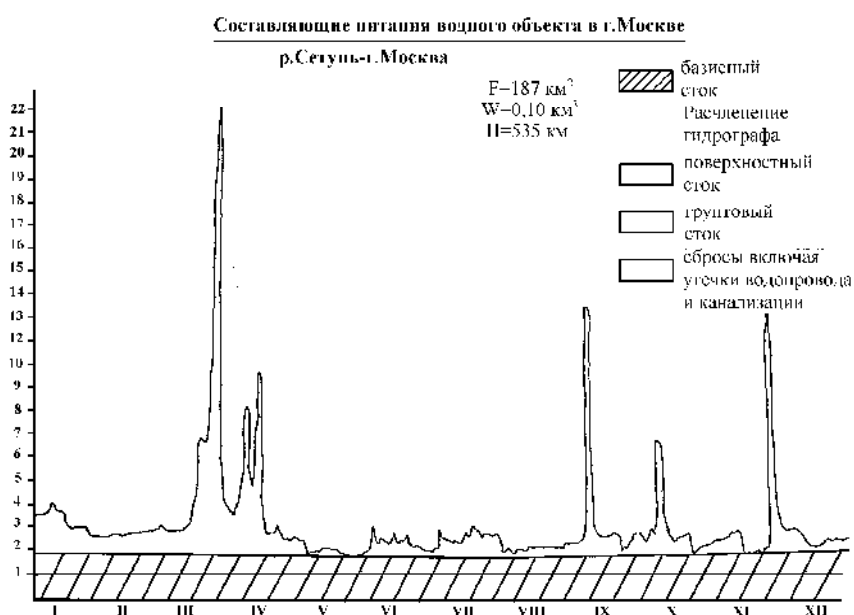


Рис. 4.6. Зависимость изменения расходов воды в течение года (гидрограф р. Сетунь, г. Москва, 1983 г.)

Величина грунтового стока и промышленных сбросов в сухой период, называемая базисным стоком, в периоды выпадения сильных дождей относительно невелика и составляет 10-20% от максимально секундного расхода стоков.

Следует отметить, что по принятым в Германии нормам расчетный расход в канализационных сетях увеличивают на 10% для учета инфильтрации грунтовых вод в сеть.

Среднегодовые расходы стоков, поступающих в водосточную сеть, используют для оценки объема загрязнений, поступающих в водосточную сеть. Исследования, проведенные в МосводоканалНИИпроект на водосточной сети г. Москвы, свидетельствуют о крайней нестабильности величин показателей загрязнения. Даже в одновременно отобранных пробах одного водотока показатели загрязнений могут изменяться на порядок. Поэтому приводимые ниже результаты носят оценочный характер и требуют дальнейших уточнений. В табл. 4.11 приведены данные по 7 из 21 показателя загрязнений, которые превышали величины ПДК.

Анализ приведенных в табл. 4.10 данных показывает, что поступающие в водосточную сеть стоки имеют наиболее существенные загрязнения по нефтепродуктам и взвешенным веществам, причем именно по этим показателям доля, приходящаяся на водосточную сеть, весьма значима в общем объеме загрязнений, поступающих в р. Москву (рис. 4.7 и 4.8).

Таблица 4.11

Показатели загрязнений, превышающие величины ПДК

Показатели	Концентрация, мг/л			
	ПДК	Максимальные значения	Средние значения	Усредненные минимальные значения
Взвешенные вещества	10	72,0	34,0	8,0
Нефтепродукты	0,3	5,7	0,78	0,134
Марганец	0,1	0,9	0,2	0,04
Железо	0,3	3,0	1,44	1,1
Азот аммонийный	2,0	2,26	1,57	0,92
ХПК	30,0	102	40	17
БПК	6,0	46	15,2	2,5

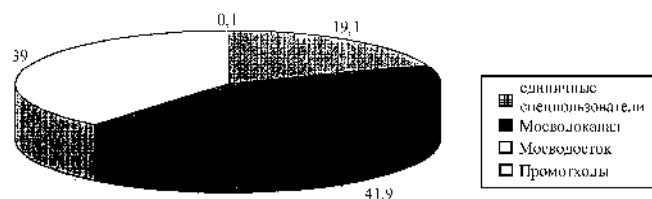


Рис. 4.7. Масса сбросов по нефтепродуктам от основных водопользователей в р. Москву за 1998 г., %



Данные по сбросам и источникам загрязнения получены от предприятий и организаций, осуществляющих сбросы в водные объекты Москвы за 1998 г. (Управление государственного контроля за охраной окружающей среды, Москва, 1999)

Рис. 4.8. Масса сбросов по взвешенным веществам от основных водопользователей в р. Москву за 1998 г., %

4.8. Схемы водоотводящих сетей атмосферных осадков

При образовании и последующем развитии городов коренным образом меняются условия отвода поверхностного и грунтового стока с водосборных территорий. В естественных условиях дождевые и талые воды стекают по склонам, образуя «ручьи» и «речки», которые впадают в более крупные реки. Одновременно тальвеги и долины ручьев и рек дренируют окружающую территорию, принимая грунтовый сток. В пониженных местах рельефа с затрудненным естественным отводом воды образуются водоемы в виде прудов и заболоченных участков земли, играющие роль регулирующих резервуаров.

При развитии города происходит трансформация рельефа, которая может существенно изменить естественные условия приема и отвода атмосферных осадков:

значительная часть территории покрывается водонепроницаемыми покрытиями (крыши зданий, тротуары, улицы, площади, дороги и автостоянки);

засыпаются естественные котлованы и тальвеги;

прокладываемые улицы и дороги трансформируют естественную гидрографическую сеть на городских территориях.

Проектируемая городская водосточная сеть предназначена для отвода выпадающих атмосферных осадков и части грунтовых вод с целью предотвращения подтопления и затопления городских территорий, подземных коммуникаций и сооружений города.

Сеть проектируется как система самотечных трубопроводов, прокладываемых с максимальным использованием существующего уклона поверхности городских территорий.

Схема водосточной сети выбирается с учетом следующих основных факторов:

Учет очередности строительства, возможность поэтапного ввода в эксплуатацию водоотводящей сети.

Максимальное сохранение природной гидрографической сети города, т.е. использование тальвегов и русел ручьев и рек для прокладки коллекторов, а существующих водоемов в качестве регулирующих резервуаров.

Обеспечение территориального расположения проектируемых (одновременно или позднее) очистных сооружений и регулирующих резервуаров атмосферных осадков.

Нежелательность использования дюкеров на водосточной сети.

Трассирование водосточной сети с учетом существующей и особенно перспективной планировки улиц, дорог и автострад города, исключая дорогостоящую перекладку коллекторов при строительстве подземных переходов, развязок и других заглубленных транспортных сооружений.

Необходимость размещения мест депонирования снега, убираемого с городских улиц, с последующей очисткой стока талых вод перед их сбросом в реки и водоемы.

Исключение устройства (или минимизация количества) насосных станций для перекачки воды, отводимой водосточной сетью.

Минимизация количества выпусков водостоков в водоемы для обеспечения мониторинга качества сбрасываемых стоков в режиме реального времени и сокращения затрат на сооружение этих дорогостоящих гидротехнических сооружений.

С учетом вышеизложенного, при проектировании водосточной сети наиболее предпочтительной становится децентрализованная схема трассировки сети с прокладкой перехватывающих водосточных коллекторов по тальвегам и забором ручьев и малых рек в коллекторы.

Фактически при проектировании водосточной сети города происходит целенаправленная трансформация естественной гидрографической сети города в коллекторно-речную систему, обеспечивающую, наряду с отводом поверхностного стока от выпадающих атмосферных осадков, дренаж и отвод грунтовых вод с городских территорий.

Конкретный выбор схемы водосточной сети диктуется фактическим рельефом и гидрогеологическими условиями городской территории, санитарным состоянием и перспективой рекреационного использования ее рек и водоемов и производится на основе технико-экономического сравнения возможных вариантов схемы водоотведения.

Разработка схемы ведется на плане города (масштаб от 1:2000 до 1:10000). На схему наносят границы бассейнов водоотведения, трассируют коллекторы и водоотводящую сеть. Намечают места расположения регулирующих резервуаров, очистных сооружений и выпусков в реки и водоемы. На схеме фиксируют границы и длины расчетных участков.

Разработанная и согласованная схема водоотведения является основой для гидравлического расчета водоотводящей сети.

4.9. Расчет и проектирование водоотводящих сетей атмосферных осадков.

Расчет водоотводящей сети должен производиться на максимальный расход, соответствующий критической продолжительности дождя. Критическая продолжительность дождя равна времени добегания воды от наиболее удаленной точки площади стока до расчетного участка (рис. 4.9) и определяется по формуле:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_p, \quad (4.23)$$

где t_{con} - время поверхностной концентрации, принимаемое при наличии внутриквартальной сети 5 мин., при ее отсутствии – 10 мин.; t_{can} - время пробега воды по уличному водосточному лотку; t_p – время пробега воды по трубопроводам водоотводящей сети.

Время пробега воды по водосточному лотку рекомендуется определять по формуле:

$$t_{can} = 1,25 \cdot l_{can} / (v_{can} \cdot 60), \text{ мин} \quad (4.24)$$

где l_{can} – длина лотка, м, v_{can} – скорость движения воды в конце лотка, м/с, 1,25 – коэффициент, учитывающий что средняя скорость воды по длине лотка меньше, чем в его конце.

Время движения воды по трубопроводам водоотводящей сети следует рассчитывать по формуле:

$$t_p = \sum l_p / (v_p \cdot 60), \text{ мин}, \quad (4.25)$$

где l_p - длина расчетных участков сети, м; v_p - скорость движения воды на соответствующих участках, м/с.

С учетом зависимостей (4.24) и (4.25) уравнение (4.23) приобретает следующий вид:

$$t_r = t_{con} + 1,25 \cdot l_{can} / (v_{can} \cdot 60) + \sum l_p / (v_p \cdot 60), \text{ мин}. \quad (4.26)$$

С учетом зависимостей (4.21) и (4.22) формула для определения расхода дождевых вод приобретает вид:

$$q_r = \frac{Z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F \cdot K}{t_r^{1,2n-0,1}}, \text{ л/с}. \quad (4.27)$$

При $t_r < 10$ мин в формулу (4.26) следует вводить поправочный коэффициент 0,9 при $t_r = 7$ мин и 0,8 при $t_r = 5$ мин.

Расчетный расход при подборе диаметра трубопроводов корректируют с учетом наличия свободной емкости водосточной сети перед началом дождя расчетной интенсивности

$$q_{cal} = \beta \cdot q_r, \quad (4.28)$$

где β - коэффициент, учитывающий степень заполнения сети в зависимости от параметра n

$$\begin{array}{ccccc} n \dots & \leq 0,4 & 0,5 & 0,6 & \geq 0,7 \\ \beta \dots & 0,8 & 0,75 & 0,7 & 0,65 \end{array}$$

При уклонах поверхности земли 0,01 – 0,03 значения коэффициента β следует увеличивать на 10-15%.

В расчетные формулы (4.23) и (4.24) входят значения скорости v_{can} и v_p , которыми при использовании метода итерации (последовательного приближения) задаются до начала гидравлического расчета, исходя из фактических уклонов уличных лотков и трубопроводов.

Затем в ходе последующего гидравлического расчета заданные значения скоростей уточняют и расчетный цикл повторяют до получения погрешности в пределах 5%.

Расчитанные водосточные сети проверяют на пропуск расходов талых вод в весенний период снеготаяния. Продолжительность снеготаяния составляет около 10 ч в день.

Для определения расхода талых вод используют следующую формулу:

$$q = 5,5 / (10 + T) \cdot h_c \cdot K \cdot F, \text{ л/с}, \quad (4.29)$$

где T – продолжительность добегания талой воды до расчетного створа, ч; h_c – слой талого стока за 10 дневных часов, мм (табл. 4.12); K – коэффициент, учитывающий частичный вывоз и окучивание снега, $K = 0,4 - 0,7$; F – площадь стока, га.

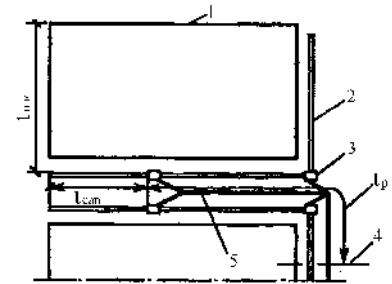


Рис. 4.9 Схема к определению критической продолжительности дождя: 1- границы кварталов; 2 - лоток; 3- дождеприемники; 4- расчетное сечение; 5- трубопровод водоотводящей сети

Таблица 4.12

Слой талого стока h_c за 10 часов		
Район отведения талых вод	Слой талого стока при $P = 2$ года, мм	Слой талого стока при $P = 5$ лет, мм
Средняя полоса южнее Москвы, Новосибирска, Иркутска	25	31
Севернее Москвы, Новосибирска, Иркутска до Полярного круга	20 15	25 19
Крайний Север	7	16
Юг Сибири и степные районы европейской части		

4.10. Очистные сооружения на водосточных сетях.

Основная масса загрязнений сточных вод, отводимых водосточными сетями, представлена взвешенными веществами и нефтепродуктами.

Учитывая, что по этим показателям доля водосточной сети в общей массе сбросов весьма значительна (например, для р. Москвы доля загрязнений, поступающих из водосточков, составляет 20,8% по взвешенным веществам и 39% по нефтепродуктам (рис 5.3 и 5.4), становится очевидной необходимость очистки дождевых стоков перед их выпуском в водоем.

В настоящее время на водосточных сетях запроектированы, построены и эксплуатируются очистные сооружения, рассчитанные, в основном, на задержание взвешенных веществ и нефтепродуктов, которые конструктивно и технологически подразделяются на следующие основные типы:

- щитовые заграждения в акваториях рек на выпусках водосточных коллекторов;
- пруды-отстойники;
- сооружения камерного типа с фильтрами доочистки;
- промливневые очистные сооружения с физико-химической очисткой и фильтрами доочистки.

Щитовые заграждения представляют собой полупогружную перегородку между оголовком дождевого коллектора и основным руслом реки (рис. 4.10).

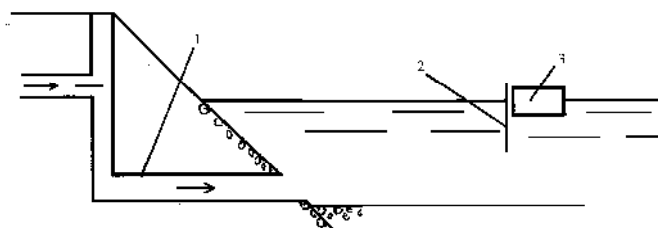


Рис. 4.10. Схема щитового заграждения:
1 - береговой выпуск дождевого коллектора;
2 - полупогружная перегородка; 3 - понтоны

Часть отгороженной речной акватории между оголовком коллектора и щитовым заграждением работает как отстойник-нефтеловушка и предотвращает попадание в речное русло аварийных и залповых сбросов. Удаление задержанных загрязнений производится периодически с использованием специальных плавсредств.

Пруды-отстойники представляют собой железобетонные открытые емкости, выполненные в виде горизонтальных отстойников с решетками для задержания мусора и масло-сборниками (рис 4.11).

После прудов-отстойников возможно устройство искусственных или использование естественных водоемов для доочистки осветленной в отстойниках воды. В этой схеме также применяется доочистка на фильтрах.

Выпавший осадок периодически удаляется из прудов-отстойников экскаваторами.

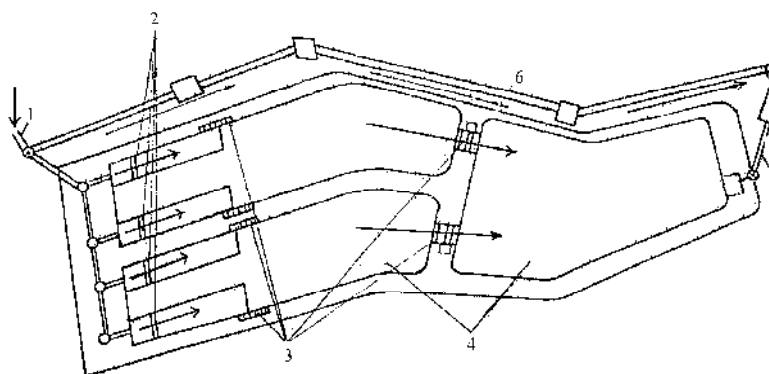


Рис. 4.11. Схема пруда-отстойника: **1 - вход воды; 2 - решетки; 3 - маслосборники; 4 - пруды-отстойники; 5 - выпуск осветленной воды; 6 - обводной коллектор**

Сооружения камерного типа технологически аналогичны описанным выше прудам-отстойникам (рис 4.12). Конструктивно от последних они отличаются лишь наличием верхнего покрытия, предохраняющего их от промерзания в зимний период.

Об эффективности очистки поверхностного стока на трех описанных выше типах сооружений можно судить по приведенным в Таблице 5.9 эксплуатационным данным по ряду сооружений. Приведенные в этой таблице показатели, а также проведенный сравнительный анализ качества воды в выпусках водостоков в р. Москву показал, что на коллекторах, оборудованных очистными сооружениями, концентрация взвешенных веществ и нефтепродуктов примерно в 2 раза ниже, чем на выпусках без очистных сооружений.

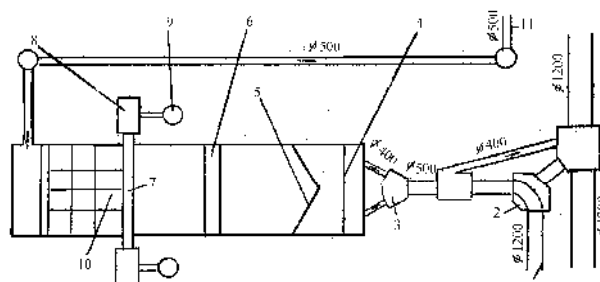


Рис. 4.12. Очистные сооружения камерного типа: **1 - подводящий коллектор 2 - разделительная камера; 3 - вход осветляемой воды; 4 - переливная стенка; 5 - решетка; 6 - плавящийся понтон; 7 - сборник нефтепродуктов; 8 - нефтеразделительная камера; 9 - слив воды; 10 - фильтры доочистки; 11 - отвод очищенной воды**

Таблица 4.13

Показатели эффективности работы очистных сооружений

Название очистного сооружения	Нефтепродукты			Взвешенные вещества		
	Концентрация на входе сооружения, мг/л	Концентрация на выходе сооружения, мг/л	Эффективность очистки, %	Концентрация на входе сооружения, мг/л	Концентрация на выходе сооружения, мг/л	Эффективность очистки
Щитовое загрязнение «Пресня»	1,638	0,830	49,3	121,5	51,8	57,4%
Пруд – отстойник «Братеево»	1,958	0,416	78,7	184,7	19,4	89,5%
Сооружение камерного типа «Филевская пойма»	1,203	0,475	60,5	138,5	52,6	62,0%
Пруд – отстойник «Городня-2»	0,635	0,451	18,7	20,1	16,3	29,0%

На сооружениях очистки так называемого промливневого стока, принадлежащих МГУП «Промотходы», используется технологическая схема с физико-химической очисткой поступающей воды (рис. 4.14).

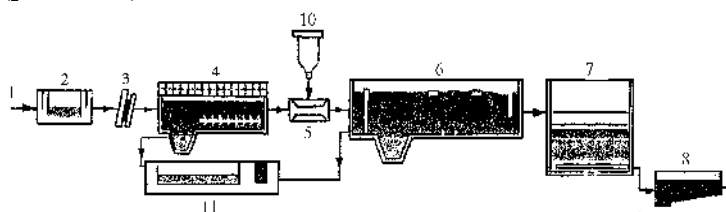


Рис. 4.14. Принципиальная схема очистки промливневого стока на МГУП «Промотходы»: 1 - поступающий на очистку сток; 2 - приемная камера; 3 - механизированные решетки; 4 - песколовки; 5 - смеситель; 6 - горизонтальные отстойники; 7 - мелкозернистые фильтры; 8 - резервуар чистой воды; 9 - сброс очищенного стока в водоприемник; 10 - реагентное хозяйство; 11 - бетонированные площадки для переработки нефтесодержащих осадков

В данной технологической схеме наряду с песколовками также используют регулирующие емкости, позволяющие усреднять пиковые ливневые расходы. В качестве реагента используют сернокислый алюминий. При квалифицированной эксплуатации промливневых очистных сооружений обеспечивается весьма высокое качество очистки воды по основным контролируемым параметрам (рис. 4.14). Анализ приведенных эксплуатационных данных показывает стабильные показатели очищенного стока, причем эффект очистки по взвешенным веществам и нефтепродуктам составляет 90-95%.

Аналогичные показатели обеспечиваются и на других очистных сооружениях, эксплуатируемых МГУП «Промотходы» (табл. 4.15). Технологическая новизна в эксплуатации групповых промливневых очистных сооружений заключается в микробиологическом обезвреживании на бетонированных иловых площадках нефтесодержащих осадков из песколовки и отстойников по технологии «олеоворин», при которой обеспечивается деструкция нефтепродуктов до уровня, позволяющего впоследствии размещать эти осадки на полигонах твердых бытовых отходов.

Получаемое качество промливневого стока, очищенного на групповых очистных сооружениях, позволяет его повторно использовать для заправки поливо-моечных машин.

Накопленный опыт эксплуатации различных типов очистных сооружений на водосточных сетях позволяет сделать следующие выводы:

- наиболее дешевые по стоимости и простые по конструкции щитовые загораживания достаточно эффективны и обеспечивают удовлетворительную защиту водоемов от аварийных и залповых несанкционированных сбросов загрязнений;
- пруды-отстойники и сооружения камерного типа при аналогичной эффективности значительно более капиталоемки и целесообразность их широкого размещения вызывает сомнения;
- наиболее эффективными являются групповые сооружения очистки промливневого стока с повторным использованием очищенной воды.

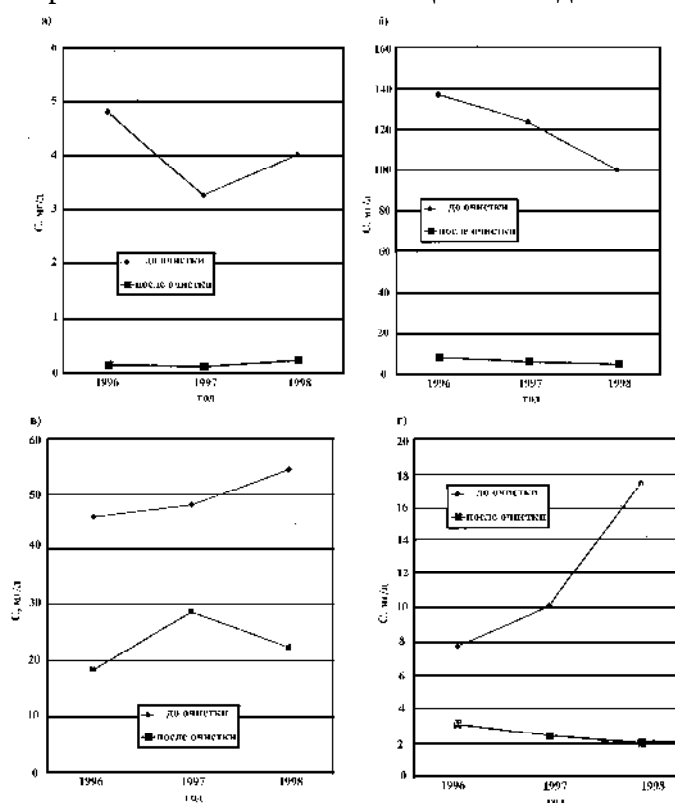


Рис. 4.15. Среднегодовые показатели работы Котляково-Коломенских групповых очистных сооружений: а - нефтепродукты; б- взвешенные вещества; в -ХПК; г - БПК₅

Таблица 4.13

Показатели очистки промливневого стока				
Очистные сооружения	Показатели очистки на выходе из очистных сооружений, мг/л (за 1998 г.)			
	Взвешенные вещества		Нефтепродукты	
	проект	факт	проект	факт
Котляково- Коломенские	10,0	3,4	3,0	0,17
Войковские	10,0	3,3	2,5	0,19
Сетуньские	7,6	2,7	2,7	0,15

4.11. Особенности конструирования водосточных сетей.

Водосточные сети прокладывают, как правило, во вторую очередь, когда водопроводные и канализационные сети уже построены и их расположение принимается во внимание при трассировании водостоков. Возможный вариант взаимного расположения подземных коммуникаций приведен на рис. 3.11. Водосточные коллекторы прокладывают обычно вдоль оси улиц, с подключением к ним дождеприемников, располагаемых вдоль бордюрного камня в месте сопряжения дорожного полотна и тротуара.

Дождеприемники представляют собой камеры, перекрытые чугунными решетками на уровне покрытия дороги (рис. 4.15).

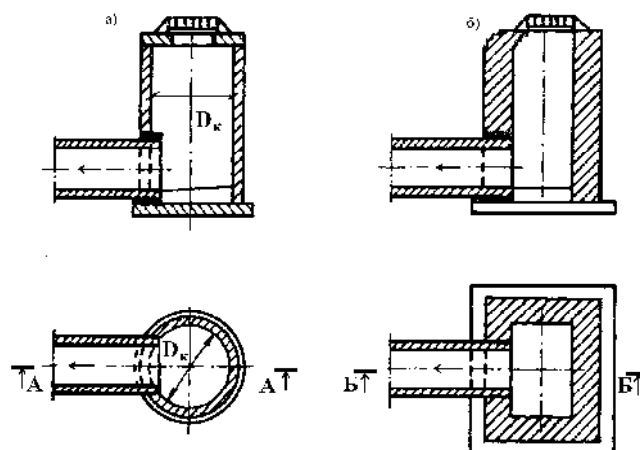


Рис. 4.15. Дождеприемники: а - круглые, железобетонные; б - прямоугольные, кирпичные

В плане дождеприемники могут быть круглые диаметром 700 или 1000 мм и прямоугольные 600x900 мм. Они выполняются из кирпича, бетона или железобетона. Вода из дождеприемника по соединительной ветке отводится в водосток. Соединительные ветки располагают ниже глубины промерзания.

В зарубежной практике используют дождеприемники, решетка которых жестко связана с несущим дорожным покрытием, что позволяет работать им совместно при зимних деформациях земляного полотна и не разрушать его при оттаивании (рис. 4.16). Использование пластмассовых камер, а также соединительных веток и коллекторов из пластмассовых труб существенно снижает стоимость строительства водосточных сетей.

Дождеприемники следует устанавливать:

на затяжных участках спусков через определенные расстояния, определяемые расчетом, исходя из максимальной ширины потока в лотке перед решеткой, равной 1 м;

- на перекрестках и пешеходных переходах со стороны притока поверхностных вод;
- в пониженных местах при пилообразном профиле лотков улиц;
- в пониженных местах площадей, дворовых и парковых территорий, площадок парковки автомобилей.

В последнее время, особенно в практике строительства элитного жилья, проектируют внутриквартальные водосточные сети, которые позволяют непосредственно подключить к ним выпуски стояков внутренних водостоков. Это позволяет избежать образования дополнительных наледей на проезжей части улиц и проездов в зимний период.

Пример рационального размещения дождеприемников у индивидуального жилого дома приведен на рис.4.17.

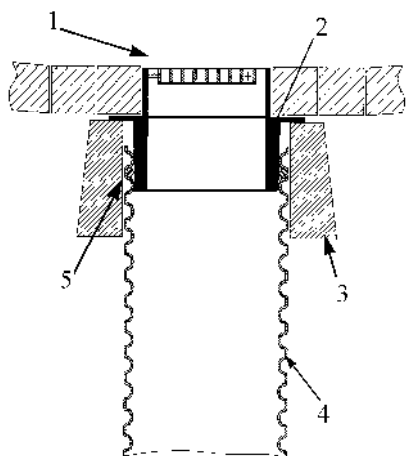


Рис. 4.16 Дождеприемник с пластмассовой камерой:
 1 - решетка чугунная; 2 - чугунное опорное кольцо; 3 - бетонная коническая горловина; 4 - пластмассовая камера; 5 - уплотнительное резиновое кольцо



Рис. 4.17 Размещение дождеприемников около жилого дома