

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное агентство по образованию
Южно-Уральский государственный университет
Кафедра “Общая и инженерная экология”

628 (07)
А724

И.В. Антоненко, В.И. Васильев, В.С. Сперанский

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ

Учебное пособие
для выполнения курсового проекта

Челябинск
Издательство ЮУрГУ
2007

УДК 628.1(076.5) + 628.2(076.5)
А724

*Одобрено
учебно-методической комиссией
архитектурно-строительного факультета.*

*Рецензенты:
В.А. Пудовкин, О.С. Пташкина-Гирина*

А724 Антоненко, И.В.

Основы проектирования систем водоснабжения и водоотведения: учебное пособие для выполнения курсового проекта / И.В. Антоненко, В.И. Васильев, В.С. Сперанский. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2007. – 47 с.

Рассмотрены основные теоретические положения проектирования систем водоснабжения и водоотведения; приведена методика расчета системы водоснабжения посёлка, методика расчета системы водоотведения и гидравлического расчета этой системы. Даны примеры расчета и необходимые справочные данные.

Учебное пособие предназначено для выполнения курсового проекта студентами архитектурно-строительного факультета непрофилирующих специальностей.

УДК 628.1(076.5) + 628.2(076.5)

© Издательство ЮУрГУ, 2006.

ВВЕДЕНИЕ

Дисциплина «Водоснабжение и водоотведение» является одной из общепрофессиональных дисциплин в учебных планах многих строительных специальностей при подготовке дипломированных специалистов.

Основные положения дисциплины изложены в соответствующих учебниках и учебных пособиях. Для получения более глубоких знаний и приобретения практических навыков проектирования и расчета водопроводных и канализационных сетей населенных мест студенты разрабатывают курсовой проект. Знания, приобретенные в результате выполнения курсового проекта, позволяют студентам более успешно решать технические вопросы в процессе дипломного проектирования и повышают их инженерную квалификацию.

Учебное пособие должно помочь студентам ориентироваться в последовательности разработки курсового проекта и порядке выполнения расчетов, а также в использовании нормативной и справочной литературы.

1. ЗАДАНИЕ К РАЗРАБОТКЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Для выполнения проекта студент получает от руководителя генеральный план населенного пункта в масштабе 1:10 000 или 1:20 000 с горизонталями через 1...5 м и задание на курсовой проект. Поскольку источник водоснабжения может находиться на значительном расстоянии от населенного пункта, то студент с помощью рекомендаций руководителя проекта составляет ситуационный план. Он выполняется без масштаба на листе А4, на нем в результате дальнейшего проектирования показываются места расположения водозаборных и водоочистных сооружений, главный коллектор и очистные сооружения канализации, выпуск очищенных сточных вод с соответствующими санитарно-защитными зонами.

Задание содержит следующие данные:

- 1) плотность населения в городе;
- 2) тип и характер застройки:
 - а) этажность;
 - б) пожарная характеристика;
- 3) характеристика санитарно-технического оборудования зданий;
- 4) коммунальные предприятия:
 - а) бани:
 - пропускная способность в сутки;
 - продолжительность работы;
 - б) прачечные:
 - производительность в сутки (сухое белье);
 - продолжительность работы;
 - в) больницы:
 - количество коек;
- 5) данные по промышленным предприятиям:
 - а) наименование предприятия;

- б) количество смен;
- в) количество работающих:
 - всего, в том числе;
 - в «холодных» цехах;
 - в «горячих» цехах;
- г) количество работающих в максимальную (по численности) смену:
 - всего, в том числе;
 - в «холодных» цехах;
 - в «горячих» цехах;
- д) количество рабочих пользующихся душем:
 - всего;
 - в максимальную смену;
- е) производственные расходы воды:
 - в сутки;
 - в час максимального водопотребления;
- ж) количество сточных вод, спускаемых в канализационную сеть:
 - в сутки;
 - в час максимального водоотведения.

2. ОБЪЕМ И СОДЕРЖАНИЕ ПРОЕКТА

Проект состоит из графической части, выполняемой на 1...5 листах формата А4 или А3, и расчетно-пояснительной записки на 20...25 печатных страницах.

По своему содержанию курсовой проект является комплексным и заключается в разработке разделов: «Водоснабжение населенного пункта» и «Канализация населенного пункта».

При разработке графической части студенту необходимо выполнить:

- 1) на ситуационном плане территории населенного пункта указать местоположение площадки водозаборных и очистных сооружений системы водоснабжения, а также главного коллектора и очистных сооружений канализации;
- 2) на генеральном плане произвести трассировку канализационных сетей и главного коллектора (одного или нескольких);
- 3) вычертить совмещенный график водопотребления и работы насосов станции II подъема;
- 4) вычертить водоотводящие сети до главного канализационного коллектора.

Расчетно-пояснительная записка оформляется в соответствии с требованиями действующих ГОСТов или стандартов предприятия и должна быть составлена с учетом определенного порядка изложения. Вначале приводятся исходные данные для проектирования в соответствии с заданием. Затем оформляется расчетно-пояснительные части по водоснабжению и канализации.

Детальный порядок изложения текста записки следующий:

1. Водоснабжение:

- 1) определение расходов воды на различные нужды с указанием норм водопотребления, коэффициентов неравномерности;

- 2) составление таблицы потребления воды по часам суток;
 - 3) определение режима работы насосов станции II подъема и водонапорной башни.
2. Канализация:
- 1) определение бассейнов канализования;
 - 2) выбор системы канализации;
 - 3) выбор и обоснование схемы водоотведения, возможного места расположения насосных станций, очистных сооружений и выпуска сточных вод в водоем;
 - 4) определение нормы водоотведения и расчетных расходов.

3. ОФОРМЛЕНИЕ РАБОТЫ

После завершения разработки проекта он должен быть соответствующим образом оформлен и подготовлен к защите. Чертежи и расчетно-пояснительная записка должны отражать уровень технической подготовки и графического мастерства автора работы.

Графическая часть выполняется на компьютере, в туши или четко и аккуратно в карандаше. Генеральный план города вычерчивается в масштабе 1:20 000 с горизонталями через 1...5 м с возможной отмывкой микрорайонов (кварталов). Ситуационный план может быть выполнен без масштаба.

Сети канализации наносятся на генплан и ситуационный план города сплошными линиями. Главный коллектор канализации должен обозначаться более жирными – основными линиями. Вообще сети и сооружения канализации должны четко выделяться на ситуационном и генплане, для чего все прочие обозначения должны выполняться в более тонких линиях. Направление движения жидкости в канализационных сетях обозначается стрелками. Кроме сетей, на планах указываются основные сооружения канализации (узловые колодцы, очистные сооружения, насосные станции и т.д.).

Схема расположения канализационных сетей и сооружений на генплане города приведена на рис. 1 (см. пример расчета).

Совмещенный график суточного водопотребления и работы насосов станции II подъема вычерчивается в виде, представленном на рис. 2.

4. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ РАЗДЕЛОВ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

4.1. ВОДОСНАБЖЕНИЕ

4.1.1. Общие сведения о системе водоснабжения

Система водоснабжения населенного пункта в целом состоит из водозаборных сооружений, сооружений для очистки воды, резервуаров чистой воды, насосных станций I и II подъема и трубопроводов. Дополнительным элементом системы водоснабжения является водонапорная башня.

Резервуары чистой воды и бак водонапорной башни являются ёмкостями, регулирующими расход воды в системе водоснабжения. Головные сооружения водопровода (водозабор, насосная станция I подъема, очистные сооружения) работают равномерно в течение суток. Город же потребляет воду неравномерно: ночью меньше, чем днем. Насосная станция II подъема подает воду в город также неравномерно – по ступенчатому графику. Поэтому резервуары чистой воды ночью заполняются, а днем опорожняются. В них также хранится неприкосновенный запас воды для тушения пожаров, которые могут возникнуть в городе и на заводах.

Маленьким регулятором расхода воды в самом городе является бак водонапорной башни. В течение суток, когда насосы станции II подъема подают воды больше, чем требуется городу, излишки ее поступают в бак водонапорной башни. Имеющаяся в баке башни вода подается в водопроводную сеть в те часы суток, когда водопотребление города больше производительности насосов станции II подъема. Таким образом, водонапорная башня является сооружением, аккумулирующим определенные запасы воды и регулирующим работу насосной станции II подъема и водопроводных сетей. В баке башни также хранится небольшой запас воды для тушения пожара в городе.

Кроме того, водонапорная башня выполняет функцию устройства для поддержания необходимых напоров воды в водопроводной сети. Поэтому башня устанавливается на самом высоком месте на территории города.

В процессе работы над проектом студент должен ясно представлять себе вопросы, связанные с выбором системы водоснабжения, трассировкой водопроводных сетей, выбором материала труб, местом расположения головных сооружений, гидравлическим расчетом водопроводных сетей. Указанные вопросы подробно изложены в соответствующих учебных курсах и справочной литературе [1–11]. В настоящем учебном пособии приведены только основные положения, способствующие более успешному решению проекта.

Основой для проектирования являются ситуационный план и генплан населенного пункта, прилагаемый к заданию. Прежде всего, следует внимательно изучить генплан и задание и наметить на генплане места расположения промышленных и коммунально-бытовых предприятий. После этого на ситуационном плане выбирается местоположение головных сооружений водоснабжения, включающих в себя водоприемники, насосные станции I и II подъемов, очистные сооружения и

резервуары чистой воды. При этом следует иметь в виду, что головные сооружения располагаются вблизи источника водоснабжения, выше города по течению реки и по возможности на прямых участках реки. В целом, при выборе места расположения водоприемных сооружений из любого источника водоснабжения (река, озеро, подземные воды) надо стремиться к получению возможно более чистой воды из источника и обеспечению условий для организации зон санитарной охраны места водозабора.

Размеры земельных участков для станции очистки воды в зависимости от ее производительности принимаются по рекомендациям [12, прил. 1].

4.1.2. Трассировка водоводов и магистральных линий

От головных сооружений до города проводится трасса водоводов, которые для надежности устраиваются из двух трубопроводов. Одновременно на генплане наносится городская магистральная сеть и выбирается местоположение водонапорной башни, которая соединяется с городской сетью водоводами (в две линии). Водонапорная башня устанавливается в наиболее высокой точке местности на территории города. Она может располагаться в начале, середине или конце сети.

При начертании магистральной сети необходимо иметь в виду, что по ней транспортируются транзитом основные массы воды, предназначенные для водоснабжения крупных городских районов. При определении трассы водопроводной сети следует стремиться к тому, чтобы подача воды к отдельным крупным потребителям производилась наиболее коротким путем, при этом водопроводная сеть должна охватывать всех потребителей и обладать достаточной степенью надежности, что достигается устройством кольцевых водопроводных сетей. Водопроводные сети должны охватывать всю территорию населенного пункта. Прокладку основных магистралей следует проектировать в соответствии с расположением основных потребителей воды. При этом нужно стремиться к тому, чтобы сеть имела возможно меньшую протяженность участков. Для этого, в частности, линии наружного контура сети должны обеспечивать двухстороннее питание потребителей, т.е. наружные магистральные линии и перемычки должны находиться внутри городской застройки, а не по окраинам.

Трассировку магистральной сети следует осуществлять, учитывая следующие соображения:

- 1) главное направление магистральных линий должно соответствовать основному направлению движения воды по территории населенного пункта и зависит от его планировки и конфигурации микрорайонов (кварталов);
- 2) по главному направлению трассируют не менее двух магистральных линий, которые приближают к объектам, являющимся крупными водопотребителями;
- 3) расстояния между параллельными линиями принимаются в зависимости от местных условий в пределах 600...800 м;
- 4) магистральные линии соединяются перемычками, расстояние между перемычками принимаются в пределах 1 000...1 200 м.

Магистральные сети подвергаются гидравлическому расчету – т.е. определяются диаметры трубопроводов каждого участка и потери напора в них для различных режимов работы системы.

К магистральным линиям присоединяются распределительные сети. Они соединяются между собой, образуя замкнутые кольца, и прокладываются практически по каждой улице и каждому проезду. На них размещаются пожарные гидранты. В отличие от магистральных, распределительные линии не рассчитываются, а их диаметры принимаются конструктивно – в зависимости от противопожарного расхода в пределах от 100 до 300 мм. От распределительных сетей вода через вводы подается в каждый дом.

4.1.3. Определение расчетных расходов воды и составление таблицы водопотребления

Определение суточного водопотребления на **хозяйственно-питьевые нужды населенного пункта** производится в соответствии с нормой водопотребления, назначаемой в зависимости от географического расположения населенного пункта и степени благоустройства жилой застройки, и числом населения.

Число населения определяют по формуле

$$N = S \cdot P, \quad (1)$$

где S – площадь селитебной зоны населенного пункта (зоны, предназначенной для размещения жилых районов, административных, научных, учебных и др. центров), определяется по генплану, га; P – плотность населения, чел./га.

Расчетное (среднее за год) водопотребление ($\text{м}^3/\text{сут.}$) находят из выражения

$$Q_{\text{сут. ср}} = 0,001 \cdot N \cdot q_{\text{ж}}, \quad (2)$$

где $q_{\text{ж}}$ – норма хозяйственно-питьевого водопотребления на одного жителя (среднесуточного за год) [13, табл. 1], л/сут.

Таблица 1

Нормы хозяйственно-питьевого водопотребления [13]

Степень благоустройства районов жилой застройки	Удельное хозяйственно-питьевое водопотребление в населенных пунктах на одного жителя (среднесуточное) за год $q_{\text{ж}}$, л/сут.
Застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией:	
а) без ванн	125...160
б) с ванными и местными водонагревателями	160...230
в) с централизованным горячим водоснабжением	230...350

Расчетный расход воды в сутки наибольшего водопотребления ($\text{м}^3/\text{сут.}$) определяют по формуле

$$S_{\text{сут. макс}} = K_{\text{сут. макс}} \cdot Q_{\text{сут. ср}}, \quad (3)$$

где $K_{\text{сут. макс}}$ – максимальный коэффициент суточной неравномерности водопотребления, учитывающий уклад жизни населения, режим работы предприятий,

степень благоустройства зданий, изменение водопотребления по сезонам года и дня (принимают равным 1,1...1,3).

Максимальный расчетный часовой расход определяют по формуле

$$Q_{ч \text{ макс}} = K_{ч \text{ макс}} \cdot Q_{сут. \text{ макс}} / 24, \quad (4)$$

где $K_{ч \text{ макс}}$ – коэффициент часовой неравномерности, определяют из выражения

$$K_{ч \text{ макс}} = \alpha_{\text{макс}} \cdot \beta_{\text{макс}}, \quad (5)$$

$\alpha_{\text{макс}}$ – коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий, режим работы предприятий и другие местные условия ($\alpha_{\text{макс}} = 1,2 \dots 1,4$); $\beta_{\text{макс}}$ – коэффициент, учитывающий число жителей в населенном пункте, вычисляют по табл. 2.

Таблица 2

Значения коэффициента $\beta_{\text{макс}}$ [13]

Коэф- фици- ент $\beta_{\text{макс}}$	Число жителей, тыс. чел.																
	До 0,1	0,15	0,2	0,3	0,5	0,75	1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300	1000 и более
	4,5	4	3,5	3	2,5	2,2	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1

По часам суток максимальное общее суточное водопотребление населенного пункта на хозяйственно-питьевые нужды распределяется в зависимости от величины коэффициента часовой неравномерности. Колебания расхода по часам суток следует принимать по табл. 3 (при отличии расчетной величины $K_{ч \text{ макс}}$ от табличной, распределение расхода по часам суток производится в соответствии с коэффициентом, наиболее близком по величине к расчетному).

Из общегородского водопотребления выделяются сосредоточенные расходы, потребляемые коммунальными, учебными, зрелищными и административными объектами (бани, прачечные, больницы, школы, гостиницы, театры и т. д.).

Расход воды в бане определяют по норме водопотребления, принимаемой согласно [14] равной $q_6 = 180$ л/сут. (Норма расхода воды на одного посетителя в час максимального водопотребления – 180 л, в том числе холодной воды – 60 л. Коэффициент часовой неравномерности принимается равным $K_6 = 1$).

Число мест в бане n_6 определяют из расчета 7 мест на 1000 жителей (с учетом перспективы повышения степени благоустройства оно может быть снижено до 5). В городах и поселках, обеспеченных благоустроенным жилым фондом, нормы вместимости бань следует уменьшить до 3 мест на 1000 человек:

$$n_6 = 0,001 \cdot (7 \dots 5) \cdot N. \quad (6)$$

Вместимость бань может быть принята равной 50, 100, 200 и 300 мест. При количестве мест в бане более 300 целесообразно предусматривать строительство двух бань и более. При этом радиус обслуживания одной баней рекомендуется принимать не более 1,5 км. Продолжительность работы бани обычно принимают равной $t_6 = 16$ ч (с 7 до 23 ч).

Расход воды в банях в сутки максимального водопотребления (m^3) определяют из выражения

$$Q_{б. \text{ макс}} = 0,001 \cdot n_6 \cdot q_6 \cdot t_6. \quad (7)$$

Таблица 3

Распределение хозяйственно-питьевого водопотребления в населенных пунктах по часам суток (в % от суточного водопотребления) [14]

Часы суток	Коэффициент часовой неравномерности, $K_{ч\text{ макс}}$										
	1,15	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,6	1,7	1,8
0...1	3,6	3,5	3,35	3,2	3	2,75	2	1,5	1,25	1	0,9
1...2	3,6	3,45	3,25	3,1	3,2	2,95	2,1	1,5	1,25	1	0,9
2...3	3,6	3,45	3,3	3,2	2,5	2,45	1,9	1,5	1,25	1	0,9
3...4	3,6	3,4	3,2	3,2	2,6	2,6	1,9	1,5	1,25	1	1
4...5	3,6	3,4	3,25	3,2	3,5	3,8	1,9	2,5	1,25	2	2,35
5...6	3,7	3,55	3,4	3,4	4,1	4,1	3,7	3,5	3,25	3	3,85
6...7	4,1	4	3,85	3,8	4,5	4,5	5,5	4,5	4,8	5	5,2
7...8	4,3	4,4	4,45	4,6	4,9	4,9	5,3	5,5	6,4	6,5	6,2
8...9	4,8	5	5,2	5,4	5,6	4,9	5,8	6,25	6,7	6,5	5,5
9...10	4,7	4,8	5,05	5	4,9	5,85	6,05	6,25	5,9	5,5	4,85
10...11	4,6	4,7	4,85	4,8	4,9	4,9	5,8	6,25	5,9	4,5	5
11...12	4,5	4,55	4,6	4,6	4,7	4,7	5,7	6,25	5,85	5,5	6,5
12...13	4,5	4,55	4,6	4,5	4,4	4,4	4,8	5	5,85	7	7,5
13...14	4,4	4,55	4,55	4,4	4,1	4,1	4,7	5	5,85	7	6,7
14...15	4,5	4,6	4,75	4,6	4,1	4,1	5,05	5,5	5,5	5,5	5,35
15...16	4,5	4,6	4,7	4,6	4,4	4,4	5,3	6	5,25	4,5	4,65
16...17	4,5	4,5	4,65	4,4	4,3	4,3	5,4	6	5,5	5	4,5
17...18	4,2	4,3	4,35	4,3	4,1	4	5	5,5	6	6,5	5,5
18...19	4,3	4,35	4,4	4,4	4,5	4,2	4,85	5	5,75	6,5	6,3
19...20	4,2	4,25	4,3	4,5	4,5	4,4	4,5	4,5	4,75	5	5,35
20...21	4,2	4,25	4,3	4,5	4,5	4,5	4,2	4	4,25	4,5	5
21...22	4,1	4,15	4,2	4,8	4,8	4,8	3,6	3	3	3	3
22...23	4	3,9	3,75	3,8	4,6	4,5	2,85	2	2	2	2
23...24	3,9	3,8	3,7	3,7	3,3	3,9	2,1	1,5	1,25	1	1

Соответственно часовой расход

$$Q_{б.ч} = Q_{б.макс} \cdot K_{б} / t_{б}. \quad (8)$$

Расход воды в прачечной определяют по норме расхода воды на 1 кг сухого белья равной $q_{пр} = 75$ л [14]. Количество белья, поступающего в прачечную за одну смену ($t_{см} = 8$ ч) от 1000 жителей, принимают равным $g_{пр} = 80$ кг на первую очередь, на расчетный срок – $g_{пр} = 110$ кг [14]. Общее количество белья (кг), поступающее в прачечную за одну смену,

$$G_{пр} = 0,001 \cdot g_{пр} \cdot N. \quad (9)$$

В соответствии со СНиП [12] прачечные следует проектировать с производительностью 500, 1000, 2000, 3000, 5000, 7500, 10000 кг белья в смену. Работа в прачечных обычно производится в две смены с 7 до 23 ч ($n_{см} = 2$). Суточное водопотребление прачечной, m^3 :

$$Q_{пр.макс} = 0,001 \cdot G_{пр} \cdot n_{см} \cdot q_{пр}. \quad (10)$$

Соответственно часовой расход, м³:

$$Q_{\text{пр. ч}} = Q_{\text{пр. макс}} \cdot K_{\text{пр}} / n_{\text{см}} \cdot t_{\text{см}}, \quad (11)$$

где $K_{\text{пр}}$ – коэффициент часовой неравномерности водопотребления в прачечной, $K_{\text{пр}} = 1$.

Расход воды в больнице определяют по норме водопотребления, отнесенной к одной койке и равной $q_{\text{бол}} = 250$ л/сут. для больниц общего типа. Число коек в больнице $n_{\text{бол}}$ определяется из расчета 12 коек на 1000 жителей на первую очередь и 13,53 коек – на расчетный срок:

$$n_{\text{бол}} = 0,001 \cdot (12 \dots 13,53) \cdot N. \quad (12)$$

Суточное водопотребление больницы, м³:

$$Q_{\text{бол}} = 0,001 \cdot q_{\text{бол}} \cdot n_{\text{бол}}. \quad (13)$$

Часовое распределение суточного водопотребления больниц следует принимать согласно табл. 4.

Расход воды в гостинице определяют исходя из нормы суточного водопотребления на одного постояльца $q_{\text{г}}$, принимаемой по [14, прил. 3]. В сутки максимального водопотребления норма расхода воды с общими душевыми и ваннами $q_{\text{г}} = 120$ л, с душами во всех отдельных номерах – $q_{\text{г}} = 230$ л, с ваннами во всех номерах – $q_{\text{г}} = 300$ л.

Число мест в гостинице $n_{\text{г}}$ определяется из расчета 3–5 мест на 1000 жителей на первую очередь и 6 мест – на расчетный срок:

$$n_{\text{г}} = 0,001 \cdot (3 - 6) \cdot N. \quad (14)$$

Суточное водопотребление гостиницы, м³:

$$Q_{\text{г}} = 0,001 \cdot q_{\text{г}} \cdot n_{\text{г}}. \quad (15)$$

Часовое распределение суточного водопотребления приведено в табл. 4.

Таблица 4

Распределение расхода воды по часам суток в больницах и гостиницах
(в % от суточного водопотребления) [14]

Часы суток	Расход, %	Часы суток	Расход, %	Часы суток	Расход, %
0...1	0,2	8...9	8,0	16...17	5,5
1...2	0,2	9...10	10,0	17...18	5,0
2...3	0,2	10...11	6,0	18...19	5,0
3...4	0,2	11...12	10,0	19...20	5,0
4...5	0,5	12...13	10,0	20...21	2,0
5...6	0,5	13...14	6,0	21...22	0,7
6...7	3,0	14...15	5,0	22...23	3,0
7...8	5,0	15...16	8,5	23...24	0,5

Расход воды на поливку улиц и зеленых насаждений принимают дополнительно к городскому расходу по данным [13, п. 2.3]. При отсутствии в задании конкретных сведений о величине и характере площадей поливки суммарный расход на поливку в пересчете на одного жителя может быть принят в зависимости от местных условий в пределах 50...90 л в сутки. Поливка производится, как правило, поливочными автомашинами в течение 16 часов и дворниками в течение

6...8 часов (по 2...3 часа утром и вечером). При распределении поливочных расходов по часам суток следует стремиться к тому, чтобы часы полива не совпадали с часами максимального хозяйственно-питьевого расхода. Расход воды на поливку автомашинами может быть принят равным 60...80 % от общего расхода на поливку. Воду на механизированную поливку целесообразно забирать из поверхностного источника, оборудованного подъездными путями и устройством для заправки машин. Тогда эту часть расхода нужно исключить из расчета. Специфика отбора воды из сети для поливки улиц и зеленых насаждений позволяет классифицировать поливочные расходы как равномерно распределенные по длине сети.

Расход воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды предприятия является дополнительным сосредоточенным расходом.

Расходы воды на хозяйственно-питьевые нужды предприятия следует определять согласно данным [14, прил. 3]. В табл. 5, приведено распределение водопотребления на хозяйственно-питьевые нужды цехов предприятия по часам смены в зависимости от величины коэффициента часовой неравномерности K .

Таблица 5

Распределение расходов воды по часам смены
на хозяйственно-питьевые нужды цехов предприятий [14]

Часы смены		0...1	1...2	2...3	3...4	4...5	5...6	6...7	7...8	8...8,5
Расход, %	$K = 2,5$	0	12,05	12,05	12,05	12,05	12,05	12,05	12,05	15,65
	$K = 3,0$	0	6,25	12,5	12,5	18,75	6,25	12,5	12,5	18,75

Расход воды для душей следует находить в соответствии с числом устанавливаемых душевых сеток, определяемым в зависимости от санитарной характеристики производственных процессов в цехах предприятия.

Расход через одну душевую сетку групповых душевых в течение 45 минут (продолжительность пользования душем после окончания смены) составляет $q_{д.с} = 375$ л. Таким образом, сменный расход воды на предприятии для душей (m^3) может быть определен из выражения

$$Q_{см} = 0,001 \cdot q_{д.с} \cdot \sum N_{д} / n, \quad (16)$$

где $N_{д}$ – количество работающих в цехах, принимающих душ; n – расчетное число человек на одну душевую сетку (3, 5, 7 или 15) в зависимости от санитарной характеристики производственных процессов.

Обычно для душевых производственных зданий применяют схемы горячего водоснабжения с емкостными водонагревателями или с открытыми баками-аккумуляторами, оборудованными змеевиками. Часть расхода из душевой сетки обеспечивается за счет воды, поступающей из бака-аккумулятора. Согласно [14, прил. 3], количество горячей воды, подаваемой одной сеткой в течение 45 мин, $(500...230) \cdot 45/60 = 202$ л, или 54 % от общего расхода воды, подаваемого через одну душевую сетку. Следовательно, остальная часть воды: $q_x = 500 \cdot 45/60 - 202 = 173$ л, будет обеспечиваться непосредственной подачей из водопровода.

Продолжительность зарядки бака-аккумулятора холодной воды принимают по табл. 6.

Таблица 6

Продолжительность зарядки бака-аккумулятора [14]

Число душевых сеток, шт.	Продолжительность зарядки, ч
10...20	2
21...30	3
31 и более	4

Распределение расходов воды в душевых принимают в соответствии с табл. 7.

Таблица 7

Колебания расхода воды в душевых предприятий по часам смены [14]

Часы смены	Расход, % от сменного водопотребления		
	Продолжительность зарядки, ч		
	2	3	4
0...1	–	–	–
1...2	–	–	–
2...3	–	–	–
3...4	–	–	–
4...5	–	–	13,5
5...6	–	18	13,5
6...7	27	18	13,5
7...8	27	18	13,5
8...8,5	46	46	46

Потребление воды питьевого качества на производственные нужды может иметь часовые колебания, как в пределах смены, так и в пределах суток. Размеры часовых колебаний производственного водопотребления зависят от технологии производства и наличия в системе производственного водопровода аккумулирующих емкостей.

Расход воды на наружное пожаротушение в городе и расчетное число пожаров принимают согласно [13, табл. 5]. В соответствии с [13, п. 2.23] расход воды на тушение пожара внутри зданий, оборудованных пожарными кранами, следует учитывать дополнительно к расходам на наружное пожаротушение. Этот расход принимают из расчета одновременного действия двух пожарных струй по 2,5 л/с [14]. Согласно [13, п. 2.21] при определении расчетных расходов во время пожаротушения на промышленном предприятии не учитываются расходы воды на поливку территорий предприятия, прием душа, мытье полов и мойку технологического оборудования.

Полученные данные о расчетных расходах заносятся в таблицу, форма которой приведена ниже в примере на расчет водопроводной сети.

При наличии в населенном пункте районов с различной этажностью и степенью благоустройства жилых зданий, обуславливающих применение отличных друг от друга норм водопотребления и коэффициентов неравномерности, опреде-

ление суточного водопотребления и его распределение по часам суток должны производиться отдельно для каждого района.

4.1.4. Определение производительности, напора насосов станции II подъема и емкости резервуара водонапорной башни

После того как составлена таблица расходов воды по часам суток и тщательно проверены ее итоговые цифры, необходимо построить ступенчатый график расхода воды по часам суток. По ступенчатому графику (ориентировочно) определяют производительность и режим работы насосов, подающих воду в сеть.

Потребный напор (м), создаваемый насосами станции II подъема, ориентировочно определяют по формуле

$$H_{II} = z_{\delta} - z_{p. cp} + H_{\delta} + H_{p. \delta} + h_{н. ст} + h_c, \quad (17)$$

где z_{δ} – отметка поверхности земли у водонапорной башни, м; $z_{p. cp}$ – отметка среднего уровня воды в резервуарах чистой воды, принимаемого ориентировочно ниже поверхности земли у насосной станции II подъема на 2,5...3 м; H_{δ} – расчетная высота ствола водонапорной башни до дна резервуара, м; $H_{p. \delta}$ – расчетная глубина воды в резервуаре напорной башни, ориентировочно $H_{p. \delta}$ принимается равной 5...6 м; $h_{н. ст}$ – потери напора на внутренних коммуникациях насосной станции, предварительно принимаемые равными 2,0...2,5 м вод. ст.; h_c – потери напора в водоводах и водопроводной сети от насосной станции до водонапорной башни;

$$H_{\delta} = z - z_{\delta} + H_{св} + h_{\delta}; \quad (18)$$

z – отметка поверхности земли в диктующей точке, питающейся в час максимального водоразбора от водонапорной башни. При выборе указанной точки следует иметь в виду, что она должна находиться в наибольшем удалении от башни и на наивысшей отметке (для сети с контррезервуаром эта точка находится на границе встречи потоков, идущих от насосов и от башни); $H_{св}$ – свободный напор в этой точке, определяемый в соответствии с этажностью застройки по [13, п. 2.26]; h_{δ} – потери напора на участке от башни до диктующей точки; h_c и h_{δ} ориентировочно определяются из расчета потери напора на 1 км длины трубопровода, равной 2...3 м вод. ст.

На основании данных о режиме общегородского водопотребления и работы насосов (см. пример расчета табл. 12, столбцы 2 и 3) определяется приток в бак водонапорной башни и расход из него (столбец 4). При определении регулирующей емкости бака назначается час суток, когда в баке отсутствует вода, и затем в столбце 5 записывается наличие воды в каждый час суток, вычисленное по данным столбца 4. Наибольшая из цифр столбца 5 и явится величиной регулирующей емкости. Если при выборе часа, в который наличие воды в баке равно 0, допущена ошибка, то в столбце 5 появятся отрицательные числа. Тогда наибольшее по абсолютной величине из отрицательных чисел принимается за нуль и производится пересчет графы. Можно и не производить пересчета, так как регулирующая емкость в этом случае будет равна сумме абсолютных значений наибольшей поло-

жительной и наибольшей отрицательной величин столбца 5. Наибольшее значение в столбце 4 соответствует максимальному транзиту.

При подборе насосов станции II подъема следует стремиться к тому, чтобы подача воды от башни в час максимального водопотребления составляла не более 8...15 % от максимального водопотребления и величина транзитной подачи воды в бак водонапорной башни не превышала 25...30 % от расхода в рассматриваемый час. Суммарная емкость бака водонапорной башни $W_{p.б}$ складывается из найденной регулирующей емкости и запаса воды на тушение одного внутреннего и одного наружного пожара в течение 10 мин. Суммарная емкость бака водонапорной башни не должна превышать 2...6 % расчетного суточного водопотребления. Выбор типа башни и емкости ее бака, высоты ствола башни следует производить по [5, табл. 40.35]. Окончательные размеры бака водонапорной башни определяются по данным типовых проектов. При отсутствии типовых проектов можно исходить из соотношения высоты бака и диаметра $H_{p.б}/D_{p.б} = 0,7$, тогда

$$H_{p.б} = 0,855 \cdot \sqrt[3]{W_{p.б}}, \quad (19)$$

$$D_{p.б} = 1,22 \cdot \sqrt[3]{W_{p.б}}. \quad (20)$$

При определении производительности насосной станции II подъема нужно иметь в виду, что во время тушения пожара емкость водонапорной башни может оказаться быстро использованной. Поэтому следует считать, что расчетный расход в этом случае целиком подается от насосной станции. В ряде случаев основные насосы, обеспечивающие подачу максимального хозяйственно-питьевого расхода, способны подать и требуемое количество воды при пожаре за счет снижения потребного свободного напора в самой удаленной (диктующей) точке до 10 м. Если требуемое при пожаре увеличение подачи насосов приводит к тому, что потребная их индивидуальная производительность оказывается больше допустимой, определяемой рабочей зоной характеристики насоса, то необходимо на насосной станции II подъема устанавливать либо дополнительные насосы той же марки, либо специальные противопожарные насосы, способные подать в сеть полный расчетный расход ($Q_{хоз} + Q_{пож}$).

4.1.5. Подготовка водопроводной сети к расчету

Следующим этапом расчета водопроводной сети является определение путевых расходов по отдельным участкам в час максимального общегородского водопотребления. С этой целью определяют суммарную длину всех участков сети (длины водоводов, переходов под дорогами и водными преградами при этом не учитываются). Путевой расход (л/с) определяют по формуле

$$q_{п} = q_0 \cdot \ell, \quad (21)$$

где q_0 – удельный расход, л/с на 1 м; ℓ – длина участка, м;

$$q_0 = (\Sigma q - \Sigma q_{соср}) / \Sigma \ell; \quad (22)$$

Σq – общий расчетный расход, л/с; $\Sigma q_{соср}$ – сумма сосредоточенных расходов, л/с; $\Sigma \ell$ – суммарная длина участков водопроводной сети, м.

Путевые расходы на участках приводят к узловым расходам делением их пополам, при этом расчетный расход участка (л/с) определяют по формуле

$$q_p = q_{тр} + 0,5 \cdot q_n, \quad (23)$$

где $q_{тр}$ – транзитный расход участка, л/с.

В соответствии со схемой узловых расходов намечают распределение потоков воды по всем участкам сети и определяют предварительные расчетные расходы по этим участкам. При этом алгебраическая сумма расходов в каждом узле должна быть равна нулю.

Производя первоначальное потокораспределение для каждого из трех расчетных случаев, следует стремиться к тому, чтобы основные водопотребители обеспечивались подачей воды по наикратчайшим расстояниям. От того, насколько удачно намечено начальное потокораспределение, зависит количество необходимых гидравлических увязок сети. На полученной расчетной схеме сети показывают номера узлов, колец, участков, диктующие точки, длины участков, направление потоков, величину расчетных, узловых и сосредоточенных расходов.

4.1.6. Определение диаметров труб на участках водопроводной сети

При проектировании систем водоснабжения большое внимание уделяется вопросам расчета наружных водопроводных сетей, так как их строительная стоимость в ряде случаев составляет 60...70 % общей стоимости водопроводных сооружений города или поселка. Гидравлический расчет водопроводной сети позволяет установить наиболее рациональные диаметры труб для всех ее участков и определить величины потерь напора в сети от насосной станции до потребителя воды. Найденные потери напора дают возможность определить уточненный полный напор, создаваемый насосами станции II подъема, и высоту водонапорной башни. Определение диаметров труб участков водопроводной сети должно производиться с учетом требований ее экономичности. Поэтому очень важно, в зависимости от стоимости водопроводных труб и затрат на их укладку в землю, а также от стоимости электроэнергии и других эксплуатационных расходов, установить для каждого диаметра труб предельные величины расходов и скоростей движения воды, обеспечивающие наибольший экономический эффект с учетом как строительных, так и эксплуатационных затрат.

На основании исследований, проведенных проф. Л.Ф. Мошным и другими учеными, для каждого диаметра труб в зависимости от величины экономического фактора Э, учитывающего строительные и эксплуатационные затраты, установлены значения предельных экономических расходов и скоростей. При современных стоимостях строительства и тарифах на электроэнергию можно принимать следующие значения экономического фактора Э:

для Сибири и Урала	0,5;
для центральных и западных районов Европейской части	0,75;
для южных районов Европейской части	1,0.

В [15, табл. 12] приведены значения предельных экономических расходов для стальных, чугунных, асбестоцементных и пластмассовых труб, которые следует

использовать при назначении диаметров труб участков сети в соответствии с начальным потокораспределением. При назначении диаметров участков сети необходимо также учитывать возможность пропуска противопожарных и максимальных транзитных расходов и взаимозаменяемость участков на случай аварии. Для этого следует при назначении диаметров рассматривать одновременно схемы с начальным потокораспределением для всех случаев расчета сети. В частности, для сети с контррезервуаром диктующим случаем при определении диаметров труб участков сети, лежащих вблизи границ зон питания сети от насосов и от башни, является момент наибольшего транзита воды в башню.

Расчет сети на случай подачи противопожарного расхода в период максимального водопотребления позволяет не только проверить пропускную способность водопроводной сети во время пожара, но и определить достаточность напоров и подачи, создаваемых насосами станции второго подъема в это время из условий обеспечения пожаротушения. Диаметры труб для наружной водопроводной сети обычно принимают не менее 150 мм. При выполнении курсового проекта выбор материала труб должен быть согласован с руководителем курсового проектирования, согласно требованиям [13], предпочтение отдается неметаллическим трубам.

4.1.7. Расчет кольцевой сети методом В.Г. Лобачева – Х. Кросса

Метод Лобачева – Кросса основан на способе решения линейных уравнений с неизвестными поправочными расходами путем последовательного приближения. При отыскании поправочных расходов учитывается взаимное влияние колец сети друг на друга, и увязка производится по каждому из колец. Результаты вычислений целесообразно записывать в табличном виде.

Последовательность расчетов следующая:

а) по предварительно подсчитанным расходам воды q на каждом участке назначают диаметры трубопроводов, по таблицам [15] находят скорость движения воды V , удельное сопротивление A_0 и поправочный коэффициент K . Все эти данные записываются в таблице;

б) для каждого расчетного участка вычисляют:

величину сопротивления $A = A_0 \cdot l \cdot K$;

произведение – $A \cdot q$;

потерю напора – $A \cdot q^2$;

в) для каждого кольца определяют арифметическую сумму (без учета знаков) $\Sigma h = A \cdot q$ и алгебраическую (с учетом знаков), т.е. невязку $\Delta h = \Sigma A \cdot q^2$;

г) если невязка Δh оказывается больше допустимой величины 0,5 м, определяют величину поправочного расхода Δq и вводят его на участки: на недогруженном направлении прибавляют, с участков перегруженного направления – вычитают. Величина поправочного расхода для кольца

$$\Delta q = \pm \Delta h / 2 \cdot \Sigma A \cdot q, \quad (24)$$

где Δh – невязка в кольце, м; $\Sigma Q \cdot q$ – арифметическая сумма произведений расходов каждого участка на его сопротивление;

д) в соответствии с полученными для каждого кольца поправочными расходами производится перераспределение расходов и по новым расчетным расходам вычисляются величины невязок.

4.1.8. Расчет кольцевой сети методом М.М. Андрияшева

Увязку кольцевой сети по методу М.М. Андрияшева прodelывают на расчетной схеме. Отсюда – наглядность и возможность контролировать все вычисления. После предварительного распределения расходов воды по всей сети расчеты ведут в такой последовательности:

а) пользуясь таблицами [15] по расходу и диаметру, определяют потери напора на каждом участке ($h = i \cdot \ell$) и записывают на расчетной схеме;

б) подсчитывают невязки Δh в каждом кольце и записывают их на схеме с учетом знаков: «+» – по часовой стрелке, «-» – против часовой стрелки;

в) объединяют смежные кольца с невязками одинакового знака в укрупненные контуры, условно считая, что перемычек как бы нет;

г) в этих контурах подсчитывают невязки и выясняют, в каком контуре (или кольце) имеется самая большая невязка, с этого контура начинают увязку сети;

д) увязочный расход подсчитывают по формуле, предложенной М.М. Андрияшевым,

$$\Delta q = \pm Q_{\text{ср. ар}} \cdot \Delta h / 2 \cdot \Sigma h, \quad (25)$$

где $Q_{\text{ср. ар}}$ – средний арифметический расход воды для всех входящих в контур (кольцо) участков, л/с; Δh – невязка в контуре (кольце), м; Σh – сумма абсолютных величин потерь напора в контуре (кольце), м;

е) после увязки контура с наибольшей невязкой определяют невязки в смежных контурах (кольцах) и снова выявляют контур (кольцо) с наибольшей невязкой и уменьшают её по пункту д.

Вся запись расчета ведется на расчетных схемах сети (может быть выполнена и на одной схеме). Для каждого участка записи на схемах производятся в следующем виде:

$$\frac{q \text{ (л/с)} - h \text{ (м)} - v \text{ (м/с)}}{D \text{ (мм)} - S}. \quad (26)$$

4.1.9. Расчет кольцевой сети с помощью ЭВМ

Расчет сети для случая максимального транзита в башню следует производить на электронной вычислительной машине. В настоящее время для гидравлического расчета водопроводных сетей могут быть использованы ЭВМ различных типов.

В данном пособии проведение расчетов предусмотрено на ЭВМ с использованием таблиц Microsoft Excel 7.0 (определение расчетных расходов на различные нужды и общего расхода для города) и программы гидравлического расчета водопроводных сетей «Water», разработанной сотрудниками УГТУ-УПИ А.В. Некрасовым и А.В. Баталовым.

4.1.10. Графики пьезометрических линий и линии равных напоров

На основании трех выполненных случаев расчета строится график пьезометрических линий. С этой целью определяется диктующая точка, которая для обеспечения в ней необходимого свободного напора (в зависимости от этажности зданий) потребует наибольшего полного напора насосов станции II подъема, а также определит необходимую высоту водонапорной башни. Такой точкой может быть любая точка сети с наибольшей геодезической отметкой или снабжаемая водой от башни, но наиболее от нее удаленная. График пьезометрических линий позволяет уточнить необходимый полный напор, создаваемый насосами. Резкие падения или подъемы пьезометрических линий на отдельных участках сети означают, что диаметры труб для них были выбраны заниженными по сравнению с диаметрами труб других участков. Построение линий равных свободных напоров (пьезокарт) позволяет определить условия работы сети на всех участках.

Для построения линии равных напоров (изопьез) составляем, используя данные графика пьезометрических линий, таблицу пьезометрических отметок и свободных напоров для всех узлов водопроводной сети. Изопьезы должны соединять точки с равными свободными напорами различных участков сети, и их построение аналогично построению горизонталей на плане местности.

Обычно линии равных напоров строятся через один метр. При рационально выбранных диаметрах труб отдельных участков водопроводной сети и «спокойном» рельефе местности расстояния между изопьезами незначительно отличаются друг от друга.

4.1.11. Детализировка сети

Заданием на курсовой проект предусмотрена детализировка одного из колец рассчитанной водопроводной сети. Выбор колец для детализировки должен быть предварительно согласован с преподавателем. На чертеж наносятся условными обозначениями арматура и фасонные части каждого из узлов кольца.

При конструировании узлов сети следует стремиться к их удешевлению и уменьшению размеров колодцев путем рационального выбора фасонных частей и арматуры. Условные обозначения и размеры фасонных частей приведены в ГОСТ 5525-88.

Выбор типа задвижек и определение их размеров следует производить в соответствии с данными [16, гл. 10] и [17, гл. 21]. Сведения о размерах пожарных гидрантов приведены в [17, гл. 3]. Размещение пожарных гидрантов на детализируемых участках водопроводной сети следует проектировать, руководствуясь указаниями [13, п. 8.16].

4.2. БЫТОВАЯ СЕТЬ ВОДООТВЕДЕНИЯ

Проектирование бытовой сети водоотведения состоит в определении бассейнов водоотведения и месторасположения площадки очистных сооружений, выявлении диктующих точек и назначении их минимальной глубины заложения, определении расчетных расходов на участках, гидравлическом расчете, конструирования сети и сооружений на ней и составлении продольных профилей коллекторов [18, 19]. В курсовом проекте проектирование сети завершается этапом определения расчетных расходов на участках сети.

4.2.1. Трассировка сети водоотведения

Задачей трассировки является выбор кратчайшего пути для отведения сточных вод города на очистные сооружения или главную насосную станцию. Основной принцип трассировки – обеспечение самотечного режима движения сточной жидкости с минимальным заглублением.

Площадку под очистные сооружения канализации (ОСК) выбирают ниже города по течению реки и, как правило, с подветренной стороны для господствующих ветров теплого периода года по отношению к жилой застройке. При этом должна быть выдержана санитарная защитная зона [20]. В конце самотечной сети размещается главная насосная станция канализационной сети (ГНСК), которая перекачивает сточные воды на площадку очистных сооружений. При начертании сети водоотведения на плане города необходимо выявить конечную точку, условно считая ее местом размещения ГНСК. Затем стрелкой обозначить направление перекачки сточных вод на ОСК.

Предварительно необходимо детально ознакомиться с рельефом местности и особенностями планировки, наметить бассейны водоотведения. Границы бассейнов водоотведения намечаются по естественным водоразделам. При плоском рельефе местности границы бассейнов назначаются из условий возможно большего охвата территории самотечной сетью. В бассейнах водоотведения выявляется направление движения сточных вод в места (узлы сети), откуда требуется их перекачка.

Далее обычно трассируется главный коллектор, коллекторы бассейнов и, наконец, уличная сеть. Возможен и обратный порядок трассировки.

Главные коллекторы и коллекторы бассейнов трассируются вдоль рек и ручьев, по тальвегам с учетом возможности всех боковых присоединений без излишнего заглубления главного коллектора. При плоском рельефе местности коллекторы трассируются, по возможности, по середине бассейна. Поскольку с увеличением расхода сточной воды требуется меньший уклон трубопроводов для создания самоочищающей скорости, следует избегать прокладки коллекторов с малыми расходами воды.

В пределах застройки все коллекторы трассируются по городским проездам. Исключение допускается для бассейнов, где направление городских проездов не совпадает с тальвегами.

Уличную сеть следует трассировать по кратчайшему направлению от водоразделов к коллектору бассейна с уклоном, близким к уклону местности.

Начертание уличной сети определяется рельефом местности. Наиболее рациональна трассировка по пониженной стороне обслуживаемого квартала. При плоском рельефе и разном направлении уклонов местности в пределах квартала допускается трассировка по объемлющей схеме.

Для уменьшения протяженности уличной сети и исключения параллельных линий с малыми расходами воды может применяться черезквартальная трассировка.

Глубина заложения сети водоотведения в конечных точках определяется в зависимости от местных условий и намеченной трассировки. Поэтому на стадии трассировки целесообразно провести предварительный расчет по определению максимальной глубины заложения.

Как показывает опыт строительства, при открытом способе производства работ максимальная глубина заложения канализационных сетей для скальных грунтов не должна превышать 4...5 м, для мокрых плавунных – 5...6 м, для сухих не скальных – 7...8 м.

При больших глубинах заложения следует наметить иной вариант трассировки или предусмотреть устройство насосных станций перекачки. Насосные станции обычно размещаются в пониженных точках бассейна водоотведения. При размещении канализационных насосных станций должны быть выдержаны санитарно-защитные зоны до жилых кварталов и пищевых предприятий [20].

4.2.2. Определение расчетных расходов

Расходы сточных вод, поступающих в сеть водоотведения города, определяются раздельно для трех категорий потребителей:

- населения, постоянно проживающего в городе;
- населения проживающего временно или находящегося в гостиницах, на вокзалах (к этой же категории относятся и гаражи);
- промышленных предприятий.

Фактически сточные воды поступают в городскую сеть от отдельных или нескольких зданий с различными расходами. Однако на стадии проектного задания, на генплане города указываются только границы микрорайонов, а плотность населения принимается на 1 га селитебной площади. При определении расчетного расхода условно считается, что сточные воды от жилых зданий поступают пропорционально площади стока.

Для определения расчетных расходов составляется схема площадей стока города или района. В соответствии с намеченной трассировкой сети каждый микрорайон или квартал разбивается на площади стока биссектрисами, проводимыми из каждого угла, и отрезками, соединяющими точки пересечения биссектрис (см. пример расчета). Каждый микрорайон или квартал нумеруется, а элементам площади стока присваивается свой индекс. Все площади стока измеряются, и значения площадей заносятся в таблицу (см. пример, табл.13).

Вся сеть водоотведения города разбивается на расчетные участки, нумерация которых производится от наиболее удаленных точек вниз по течению воды до конца главного коллектора.

Гидравлический расчет участков сети ведется по формулам установившегося движения. Для упрощения расчетов и обеспечения запаса в пропускной способности труб принимается, что **сточные воды от площади стока**, примыкающей к данному расчетному участку, поступают сосредоточенно **в начале участка**.

Расчетный расход сточных вод на участках определяется произведением модуля стока на величину площади квартала (или его части, с которой сточные воды попадают в данный расчетный участок).

В курсовом проекте могут быть заданы районы с различной плотностью населения и степенью благоустройства зданий. Для каждого района вычисляют свой модуль стока m_c^i , л/с·га:

$$m_c^i = \frac{q_n^i \cdot P_i}{86400}, \quad (27)$$

где q_n^i – норма водоотведения i -го района, л/чел·сут.; P_i – плотность населения i -го района, чел./га.

В норму водоотведения для населения, постоянно проживающего в городе, включен расход воды не только в жилых зданиях, но и в общественных, обслуживающих это население (учебные заведения, зрелищные и лечебные учреждения, прачечные и т.п.). При известном расположении этих объектов для более точного расчета сети водоотведения следует расходы сточных вод от них рассматривать как сосредоточенные, поступающие в начальную точку участка, принимающего сточные воды от квартала с таким объектом. При этом производится корректировка модуля стока путем вычисления остаточной нормы водоотведения, учитывающей объём образующихся от населения стоков только в жилых зданиях. Нормы водоотведения этих объектов, их типовая производительность, площадь застройки принимаются по нормам проектирования и справочным данным [12, 14, 16, 20].

Расчетные расходы промышленных предприятий определяются как сумма производственных, хозяйственно-бытовых и душевых вод, образующихся в максимальную смену.

Максимальный секундный расход **производственных сточных вод** (л/с) определяют по формуле

$$q_{пр}^{мз} = \frac{Q_{макс. см} \cdot K \cdot 1000}{3600 \cdot T}, \quad (28)$$

где $Q_{макс. см}$ – расход сточных вод предприятия в максимальную смену, м³/см; K – коэффициент часовой неравномерности; T – продолжительность смены, ч.

Максимальный расход **бытовых сточных вод** (л/с) определяют по формуле

$$q_б = \frac{q_x \cdot K_x^ч \cdot N_x + q_r \cdot K_r^ч \cdot N_r}{3600 \cdot T}, \quad (29)$$

где q_x и q_r – нормы расхода для «холодных» и «горячих» цехов ($q_x = 25$ л/с; $q_r = 45$ л/с); K_q^x и K_q^r – коэффициенты часовой неравномерности притока сточных вод (соответственно для «холодных» и для «горячих» цехов – $K_q^x = 3$ и $K_q^r = 2,5$); N_x и N_r – число работающих в «холодных» и «горячих» цехах в максимальную смену; T – продолжительность смены, $T = 8$ ч.

Расход душевых сточных вод (л/с) от предприятия определяют по формуле

$$q_{\text{душ}} = \frac{q_{\text{д.с}} \cdot n_{\text{д.с}}}{3600}, \quad (30)$$

где $q_{\text{д.с}}$ – норма расхода воды на одну душевую сетку, равная 500 л/ч; $n_{\text{д.с}}$ – количество душевых сеток в максимальную смену.

Данные по определению расчетных расходов на участках заносятся в таблицы соответствующих форм. Для определения этих расходов всю сеть водоотведения разбивают на расчетные участки, нумерацию которых производят от наиболее удаленных точек вниз по течению воды до конца главного коллектора (см. пример расчета).

Расходы сточных вод на отдельных расчетных участках сети водоотведения вычисляют по формуле

$$q_i = (q_{\text{пут}} + q_{\text{тр}}) \times K_{\text{gen. max}} + q_{\text{соср}}, \quad (31)$$

где $q_{\text{пут}}$ – путевой расход, поступающий в начало участка с прилегающего квартала; $q_{\text{тр}}$ – транзитный расход, поступающий на расчетный участок с вышележащих кварталов; $K_{\text{gen. max}}$ – общий максимальный коэффициент неравномерности притока сточных вод [22, прил. 2]; $q_{\text{соср}}$ – сосредоточенные расходы сточных вод от предприятий бытового назначения и промышленных предприятий, протекающие по расчетному участку.

4.2.3. Гидравлический расчет и проектирование сети

Гидравлический расчет сети производится с целью определения диаметров, наполнения, уклонов и потерь напора на расчетных участках при пропуске расчетного расхода с самоочищающей скоростью.

Под проектированием сети понимается начертание ее в плане с учетом рельефа местности, определение высотного положения труб, обеспечивающего прием всех притоков. Вычерчивание сети в плане проводится на стадии трассировки.

Гидравлический расчет сети производится на максимальный секундный расход по формулам равномерного движения жидкости или по графикам и таблицам, составленным на их основе [21].

При расчете сети необходимо соблюдать ряд требований СНиПа [22]:

- расчетное наполнение в трубах не должно превышать нормативного;
- при расчетном наполнении должны обеспечиваться наименьшие допустимые скорости [22, табл. 16];
- наименьшие уклоны труб принимаются в зависимости от допустимых минимальных скоростей, а для труб диаметром 150 и 200 мм – с учетом дополнительных требований [22, п. 2.41].

На начальных участках сетей водоотведения диаметром 150 и 200 мм наполнение бывает меньше допустимого из-за малых расходов сточной воды. Такие участки считаются безрасчетными, и скорость на них не определяется.

Расчету подлежит каждый участок уличной сети. Исходными величинами являются расчетный расход и глубина заложения труб в начале участка. Начальная глубина заложения уличной сети определяется в зависимости от глубины заложения внутриквартальной сети по [19, формула 6.7]. Наименьшую глубину заложения труб рекомендуется принимать на основании опыта эксплуатации сетей в данном районе или определять по глубине промерзания для района проектирования.

Уклон труб следует принимать минимальным или равным естественному уклону местности.

По известному расходу и принятому уклону по таблицам подбирается диаметр труб, при котором скорость и наполнение соответствуют нормативным требованиям.

При конструировании сети соединение труб разных диаметров производится в колодцах по шельгам труб либо по расчетному уровню воды в них [22, п. 4.7].

Скорость движения воды по коллектору должна возрастать или, по меньшей мере, сохраняться неизменной.

Скорость в боковом присоединении не должна превышать скорость в основном коллекторе, в противном случае следует устраивать перепадной колодец для гашения скорости.

Все данные гидравлического расчета сети заносятся в таблицу. Одновременно с гидравлическим расчетом сети ведется построение продольного профиля.

4.2.4. Сооружения на сети

Наиболее распространенными типами сооружений на сети являются смотровые и перепадные колодцы, дюкеры, пересечения коллектора с различными подземными и наземными сооружениями. Их конструкция и методика расчета подробно описаны в учебно-технической литературе [18, 19, 20].

При разработке чертежей сооружений следует широко использовать типовые элементы (сборные железобетонные кольца, плиты основания и перекрытия и др.). Их номенклатура и размеры принимаются по справочной литературе [16].

Смотровые колодцы. Это обязательный элемент сети водоотведения. Устанавливаются в местах присоединений, изменения направления, уклона и диаметра трубопровода, на прямых участках через определенные расстояния, зависящие от диаметра труб (линейные колодцы).

Форму и размеры колодцев, материал для изготовления их элементов, расстояние между линейными колодцами следует принимать, руководствуясь [22, п.п. 4.14...4.24].

Перепадные колодцы. При гидравлическом расчете сети может возникнуть необходимость согласования участков с различными глубинами заложения, уменьшения скорости движения сточной воды при большом уклоне местности. В

таких случаях следует проектировать перепадной колодец. Применение перепадного колодца может потребоваться и при пересечении трубопровода с подземными сооружениями, расположенными в одном с ним уровне.

Обычно перепады проектируются в виде стояка из металлической трубы или водослива практического профиля в зависимости от диаметра трубопровода и величины перепада [22, п.п. 4.25...4.27].

Дюкеры. При проектировании дюкера следует руководствоваться указаниями [22, п. п. 4.36...4.40].

Входные и выходные камеры дюкеров проектируются из стандартных сборных железобетонных элементов круглыми или прямоугольными в плане. При большом диаметре трубопровода – из монолитного железобетона.

При конструировании сухой и мокрых камер дюкеров необходимо учитывать возможность замены оборудования, в том числе и в аварийной ситуации. Необходимо проверить незатопляемость входных люков при паводках, отсутствие перелива сточных вод из мокрой камеры на поверхность при выходе из строя одной нитки дюкера.

Гидравлический расчет дюкера сводится к определению диаметра труб и потерь напора при пропуске расчетного расхода воды. Расчет ведется по известным формулам гидравлики для равномерного напорного движения жидкости. При определении потерь напора учитываются потери по длине дюкера, и местные сопротивления. По величине потерь напора вычисляются отметки воды и дна лотка в выходной (низовой) камере дюкера.

5. ПРИМЕР РАСЧЁТА

«ВОДОСНАБЖЕНИЕ И ВОДООТВЕДЕНИЕ ГОРОДА»

5.1. ЗАДАНИЕ НА РАЗРАБОТКУ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

В задании на проектирование приведены следующие данные:

- генплан города к концу расчётного срока (рис.1);
- источник водоснабжения – река;
- географический район расположения города – Южный Урал;
- основные данные по городу и промышленным предприятиям (табл. 8).

Таблица 8

Исходные данные для расчета систем водоснабжения и канализации

Показатель (его обозначение и единицы измерения)	Значение	
Плотность населения, чел./га:		
первый район, P_1	120	
второй район, P_2	200	
Площадь жилой застройки, га:	(определяется по генплану)	
первого района, S_1	604,36	
второго района, S_2	433,88	
Степень благоустройства	централизованное горячее водоснабжение	
Бытовые учреждения:	бани и прачечные	
Данные по промышленным предприятиям:		
	Машиностроительный завод	Радиозавод
Количество смен в сутки, $n_{см}$	3	2
Количество работающих на предприятии, чел.:		
всего	9460	12000
в «горячих» цехах	4120	
в «холодных» цехах	5340	12000
Количество работающих в максимальную смену, чел.:		
всего	4500	6800
в «горячих» цехах	2000	–
в «холодных» цехах	2500	6800
Количество пользующихся душем, чел.:		
в сутки	4580	9000
в максимальную смену	3000	4960
Расход на технологические нужды, м ³ /сут.	7800	7890
Коэффициент часовой неравномерности водопотребления на технологические нужды	1	1,2

К концу расчетного срока предполагается подавать воду для технологических нужд предприятий из городского водопровода.

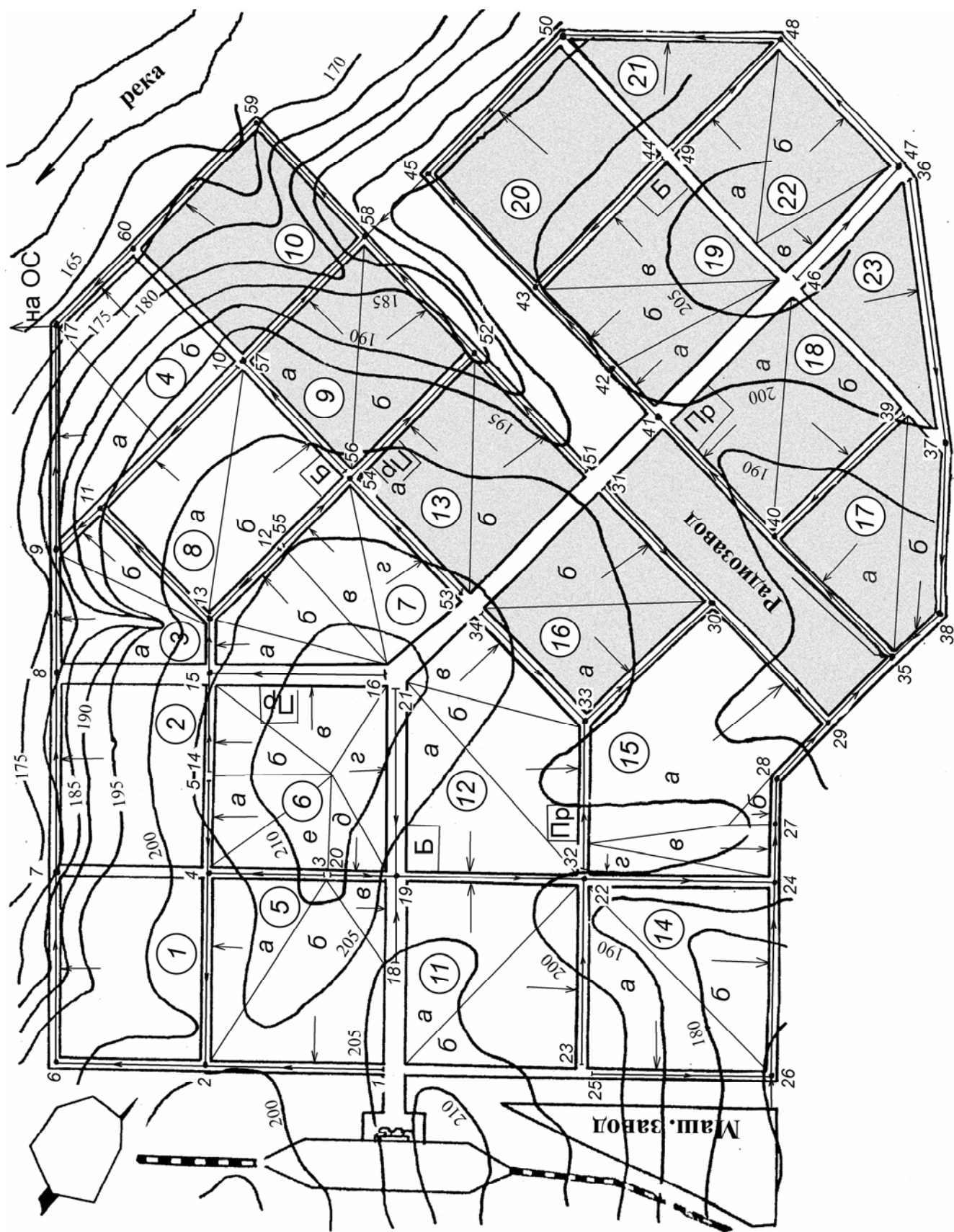


Рис. 1. Генеральный план города N (Южный Урал).
Масштаб 1:20 000

Необходимо:

- 1) определить расходы на водопотребление населенного пункта;
- 2) составить график водопотребления в сутки наибольшего расхода воды и определить режим работы насосной станции II подъёма;
- 3) определить ёмкость бака водонапорной башни и ёмкость резервуаров насосной станции II подъёма;
- 4) запроектировать бытовую канализационную сеть, объединенную с производственной, для полной раздельной системы водоотведения.

5.2. ВОДОСНАБЖЕНИЕ**5.2.1. Определение расходов на хозяйственно-питьевые нужды населения**

Согласно генплану площадь жилой застройки первого района составляет $S_1 = 604,36$ га (без учета улиц, бульваров и т.п.), а площадь жилой застройки второго района – $S_2 = 433,88$ га. При заданной плотности населения численность жителей города (округленная вверх кратно 10)

$$N_1 = P_1 \cdot S_1 = 120 \cdot 604,36 = 72\,523,2 \approx 72\,530 \text{ чел.};$$

$$N_2 = P_2 \cdot S_2 = 200 \cdot 433,88 = 86\,776 \approx 86\,780 \text{ чел.}$$

Общая численность населения

$$N = N_1 + N_2 = 72\,530 + 86\,780 = 159\,310 \text{ чел.}$$

В соответствии с заданной степенью благоустройства жилых зданий принимаем по СНиП [13], среднесуточное хозяйственно-питьевое водопотребление на одного жителя $q = 300$ л/сут.

Расчетный среднесуточный расход воды

$$Q_{\text{сут.ср}} = \frac{N \cdot q}{1000} = \frac{159\,310 \cdot 300}{1000} = 47\,793 \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}}$$

Хозяйственно-питьевое водопотребление неравномерно как по часам суток, так и по дням недели. Это связано с условиями быта населения, режимом работы предприятий, степенью благоустройства зданий и т.д. Поэтому всегда рассчитывается расход воды в сутки наибольшего водопотребления (обычно это выходные дни летом).

$$Q_{\text{сут.макс}} = K_{\text{сут.макс}} \cdot Q_{\text{сут.ср}} = 1,2 \cdot 47\,793 = 57\,351,6 \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}},$$

где $K_{\text{сут.макс}}$ – коэффициент суточной неравномерности водопотребления. Принимаем $K_{\text{сут.макс}} = 1,2$.

С учетом количества воды на нужды местной промышленности, обслуживающей население, и других неучтенных расходов [13, п. 2.1] расчетный расход воды в сутки наибольшего водопотребления:

$$Q'_{\text{сут.макс}} = Q_{\text{сут.макс}} + 0,05 \cdot Q_{\text{сут.макс}} = 57\,351,6 + 0,05 \cdot 57\,351,6 = 60\,219,18 \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}}$$

Необходимо также определить коэффициент часовой неравномерности водопотребления [13, п. 2.2.]:

$$K_{\text{ч.макс}} = \alpha_{\text{макс}} \cdot \beta_{\text{макс}} = 1,3 \cdot 1,085 = 1,41 \approx 1,4,$$

где α – коэффициент, зависящий от степени благоустройства зданий и режима работы предприятий (принимаем $\alpha_{\max} = 1,3$); β – коэффициент, зависящий от числа жителей в населенном пункте, определяется интерполяцией по табл. 2.

5.2.2. Определение расхода воды на нужды бань и прачечных

Расход воды на бани и прачечные определяем в зависимости от их пропускной способности с учетом существующих норм водопотребления.

Число мест в бане определяем из расчета 5 мест на 1000 жителей [12]:

$$n_{\text{б}} = \frac{5N}{1000} = \frac{5 \cdot 159\,310}{1000} = 797 \approx 800 \text{ чел.}$$

В соответствии с п. 4.1.3. (стр. 9) принимаем две бани вместимостью 300 чел., расположенные в первом районе (левая часть генплана), и одну баню вместимостью 200 чел., расположенную во втором районе города.

Продолжительность работы бани принимается обычно $t_{\text{б}} = 16$ ч (с 7 до 23 ч). Норма водопотребления на одного посетителя бани принята $q_{\text{б}} = 180$ л/чел. [14, прил. 3].

$$Q_{\text{б1}} = 0,001 \cdot n_{\text{б}} \cdot q_{\text{б}} \cdot t_{\text{б}} = 0,001 \cdot 300 \cdot 180 \cdot 16 = 864 \text{ м}^3/\text{сут.};$$

$$Q_{\text{б2}} = 0,001 \cdot 200 \cdot 180 \cdot 16 = 576 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расход воды в банях всего города

$$Q_{\text{б1}} \cdot 2 + Q_{\text{б2}} = 864 \cdot 2 + 576 = 2\,304 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расход воды в прачечной определяется по норме расхода воды на 1 кг сухого белья – $q_{\text{пр}} = 75$ л/кг [12].

Количество белья, поступающего в смену ($t_{\text{см}} = 8$ ч) от 1000 жителей принимаем согласно СНиП [12] – $g_{\text{пр}} = 110$ кг.

Общее количество белья, поступающего в прачечные за одну смену

$$G_{\text{пр}} = 0,001 \cdot g_{\text{пр}} \cdot N = 0,001 \cdot 110 \cdot 159\,310 = 17\,524,1 \text{ кг.}$$

В соответствии с п. 4.1.3. (стр. 10) принимаем 3 прачечные производительностью 5 000 кг белья в смену, расположенные в первом районе (левая часть генплана), и 1 прачечную производительностью 3 000 кг белья, расположенную во втором районе города.

Обычно прачечная работает в 2 смены с 7 до 23 ч ($n_{\text{см}} = 2$).

Суточное водопотребление прачечных

$$Q_{\text{пр1}} = 0,001 \cdot G_{\text{пр}} \cdot n_{\text{см}} \cdot q_{\text{пр}} = 0,001 \cdot 5\,000 \cdot 2 \cdot 75 = 750 \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}},$$

$$Q_{\text{пр2}} = 0,001 \cdot 3\,000 \cdot 2 \cdot 75 = 450 \frac{\text{м}^3}{\text{сут.}},$$

$$Q_{\text{пр}} = 3 \cdot Q_{\text{пр1}} + Q_{\text{пр2}} = 2\,700 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

5.2.3. Определение расхода на поливку улиц и зеленых насаждений

Расход воды на эти нужды определяется [13, п. 2.3.] исходя из числа жителей города – 50...90 л/сут. на одного жителя в зависимости от природно-климатических условий. Для Южного Урала $q_{\text{пол}} = 60$ л/сут. на человека. Расход воды на поливку зеленых насаждений и улиц

$$Q_{\text{пол}} = 0,001 \cdot q_{\text{пол}} \cdot N = 0,001 \cdot 60 \cdot 159\,310 = 9\,558,6 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Опыт эксплуатации городских водопроводов показывает, что 70...80 % суточного количества воды на поливку в городах расходуется механизированным способом, т. е. поливомоечными машинами, а 20...30 % – вручную из поливочных кранов. Для рационального использования воды питьевого качества отбор воды поливомоечными машинами производится из реки, и эта часть расхода исключается из рассчитанных расходов. Поэтому расчетный расход воды на поливку (вручную)

$$Q'_{\text{пол}} = 9\,558,6 \cdot 0,2 = 1\,911,7 \approx 1\,912 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

5.2.4. Определение расходов воды на промышленных предприятиях

На промышленных предприятиях вода расходуется на хозяйственно-питьевые нужды, на душевые и на технологические нужды.

А) Определение расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды

Норма водопотребления на хозяйственно-питьевые нужды принята [13, п. 2.4]: для «горячих» цехов – 45 л/чел. в смену, для «холодных» цехов – 25 л/чел.

Расход воды на хозяйственно-питьевые нужды предприятий определяется по формуле

$$Q_{\text{см}} = N_{\text{см}} \cdot q / 1000,$$

где $N_{\text{см}}$ – количество работающих в смену, чел.

Таблица 9

Расход воды на хозяйственно-питьевые нужды

Предприятие	Вид цеха	Кол-во рабочих по сменам			Норма водопотребления	Расход воды, м ³ в смену			Итого, м ³ /сут.
		1	2	3		1	2	3	
Машиностроительный завод	«горячие» цеха	2 000	1 060	1 060	45	90	47,7	47,7	185,4
	«холодные» цеха	2 500	1 420	1 420	25	62,5	35,5	35,5	133,5
	Итого	4 500	2 480	2 480	–	152,5	83,2	83,2	318,9
Радиозавод	«холодные» цеха	6 800	5 200	–	25	170	130	–	300

Б) Определение расхода воды на душевые нужды

На промышленных предприятиях рабочие принимают душ после окончания рабочей смены. Расход воды на прием душой определяется из расчета 500 л/ч на одну душевую сетку. Расчетная продолжительность пользования душем – 45 мин. Следовательно, расчетный расход на одну душевую сетку составляет $q_{\text{д.с}} = 375$ л/ч. По нормам одна душевая сетка устанавливается на 15, 7 и 5 рабочих в

зависимости от степени загрязнения, обусловленного характером производства. Принимаем (по [13, п.2.4]): 7 человек на одну душевую сетку на машиностроительном заводе и 15 человек на одну душевую сетку на радиозаводе.

Расход воды в одну смену определяется по формуле

$$Q_{д} = n_{д.с} \cdot q_{д.с} \cdot 0,001 \text{ м}^3/\text{смену},$$

где $n_{д.с}$ – число душевых сеток.

Таблица 10

Расход воды на душевые нужды, м³/сут.

Предприятие	Смена	Кол-во работающих в смену	Кол-во пользующихся душем	Кол-во человек на 1 сетку	Кол-во душевых сеток	Расход в смену, м ³
Машиностроительный завод	1	4 500	3 000	7	429	160,88
	2	2 480	790	7	113	42,38
	3	2 480	790	7	113	42,38
	Итого	–	–	–	–	245,64
Радиозавод	1	6 800	4 960	15	331	124,13
	2	5 200	4 040	15	270	101,25
	Итого	–	–	–	–	225,38

В) Определение расхода воды на технологические нужды

Расход воды на технологические нужды составляет сумму расходов на все технологические операции данного предприятия. В соответствии с п. 5.1 расходы на технологические нужды по данным технологов составляют:

на машиностроительном заводе – 7 800 м³/сут. (за 3 смены);

на радиозаводе – 7 890 м³/сут. (за 2 смены).

Г) Определение общего расхода воды на промышленных предприятиях

Общий расход воды на промышленных предприятиях за сутки определяется как сумма всех расходов:

$$Q_{з} = Q_{д} + Q_{х-п} + Q_{техн.} \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Таким образом, на машиностроительном заводе – 8 364,54 м³/сут.;

на радиозаводе – 8 415,38 м³/сут.

5.2.5. Определение расхода воды на пожаротушение

Этот расход определяется в зависимости от числа жителей и характера застройки по СНиП [13]: расчетное число пожаров – $n_{п} = 2$; расход воды на 1 пожар жилого здания – $q_{пж} = 35$ л/с; продолжительность тушения пожара – 3 часа.

Расход воды на наружное пожаротушение на промышленном предприятии зависит от площади предприятия, объема зданий, степени их огнестойкости и категории производства по пожарной опасности. Принимаем норму расхода воды на 1 пожар промышленного здания (машиностроительный завод) $q_{мп} = 20$ л/с и на 1 пожар промышленного здания (радиозавод) $q_{мп} = 10$ л/с.

При наличии в городе промышленных предприятий общий расход на пожаротушение определяется как сумма большего необходимого расхода плюс половина меньшего необходимого расхода.

Общий расход на наружное пожаротушение

$$Q_{\text{пож.нар}} = 2 \cdot 35 + 2 \cdot (20 + 10) / 2 = 100 \text{ л/с.}$$

Расход воды на внутреннее пожаротушение принимают по СНиП [13, табл. 2], из расчета одновременного действия двух пожарных струй по 2,5 л/с

$$Q_{\text{пож.вн.}} = 2,5 \cdot 2 = 5 \text{ л/с}$$

Общий расход воды на пожаротушение в городе и на предприятиях

$$Q_{\text{пож}} = Q_{\text{пож.нар}} + Q_{\text{пож.вн.}} = 100 + 5 = 105 \text{ л/с.}$$

5.2.6. Общий расчетный расход воды в городе в сутки наибольшего водопотребления

Общий расход воды в городе – это сумма всех необходимых расходов, кроме расхода на пожаротушение, т.к. этот объем должен храниться в водонапорном баке или в специальных резервуарах:

расход воды на хозяйственно-питьевые нужды	–	60 219,18;
расход воды на нужды бань	–	2 304;
расход воды на нужды прачечных	–	2 700;
расход воды на поливку улиц	–	1 912;
расход воды на машиностроительном заводе	–	8 364,54;
на радиозаводе	–	8 415,38
Итого:		– 83 915,10 м³/сут.

5.2.7. Определение суммарных расходов

Распределение расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды населения принято с учетом ранее рассчитанного коэффициента часовой неоднородности $K_{\text{ч}} = 1,4$ (см. п. 5.2.1 и табл. 3).

На машиностроительном и радиозаводе имеются свои резервуары и насосная станция, вода из городского водопровода будет поступать в эти резервуары примерно равномерно в течение каждой смены, расходоваться она будет на технологические нужды по графику завода. При $K_{\text{ч}} = 1$ технологические расходы распределяются равномерно в течение суток. При $K_{\text{ч}} = 1,2$ и двухсменном режиме работы предприятия в первую (дневную) смену расходуется 60 % воды от суточного расхода, а во вторую – 40 %.

Распределение расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды на промышленных предприятиях также производится с учетом коэффициента неравномерности K : для «холодных» цехов $K = 2,5$; для «горячих цехов» $K = 3$ (табл. 5).

Распределение расхода воды на душевые нужды по часам смены производится по табл. 7.

С учетом всего этого составляется таблица распределения расходов воды в городе по часам суток наибольшего водопотребления (табл. 11) и определяется в час наибольшего расхода воды.

Таблица 11

Распределение расходов воды в городе по часам суток наибольшего водопотребления

Часы суток	Хозяйственно-питьевые расходы города		Поливка, м ³	Бани, м ³	Прачечные, м ³	Машиностроительный завод			Радиоизавод			Суммарные расходы города		
	%	м ³				Технологические расходы, м ³	Хозяйственно-питьевые расходы «холодные» цеха	Хозяйственно-питьевые расходы «горячие» цеха	Душевые расходы, м ³	Технологические расходы, м ³	Хозяйственно-питьевые расходы «холодных» цехов, м ³	Душевые расходы, м ³	м ³	%
0...1	2,75	1 656,03	—	—	—	325	6,656	7,465	19,495	—	—	—	2 014,646	2,401
1...2	2,95	1 776,47	—	—	—	325	2,219	5,748	—	—	—	—	2 109,437	2,514
2...3	2,45	1 475,37	—	—	—	325	4,438	5,748	—	—	—	—	1 810,556	2,158
3...4	2,6	1 565,7	—	—	—	325	4,438	5,748	—	—	—	—	1 900,886	2,265
4...5	3,8	2 288,33	—	—	—	325	6,656	5,748	—	—	—	—	2 625,734	3,130
5...6	4,1	2 468,99	318,66	—	—	325	2,219	5,748	—	—	—	—	3 120,617	3,719
6...7	4,5	2 709,86	318,66	—	—	325	4,438	5,748	11,443	—	—	—	3 375,149	4,022
7...8	4,9	2 950,74	318,66	144	168,75	325	4,438	5,748	11,443	—	—	—	4 520,529	5,387
8...9	4,9	2 950,74	—	144	168,75	325	6,656	7,465	19,495	—	10,625	—	4 224,481	5,034
9...10	5,85	3 522,82	—	144	168,75	325	3,906	10,845	—	—	21,25	—	4 788,321	5,706
10...11	4,9	2 950,74	—	144	168,75	325	7,813	10,845	—	—	21,25	—	4 220,148	5,029
11...12	4,7	2 830,3	—	144	168,75	325	7,813	10,845	—	—	31,875	—	4 110,333	4,898
12...13	4,4	2 649,64	—	144	168,75	325	11,719	10,845	—	—	10,625	—	3 912,329	4,662
13...14	4,1	2 468,99	—	144	168,75	325	3,906	10,845	—	—	21,25	33,515	3 768,006	4,490
14...15	4,1	2 468,99	—	144	168,75	325	7,813	10,845	43,438	—	21,25	33,515	3 815,351	4,547
15...16	4,4	2 649,64	—	144	168,75	325	7,813	10,845	43,438	—	31,875	57,1	3 832,961	4,568
16...17	4,3	2 589,42	—	144	168,75	325	11,719	14,085	74,005	—	8,125	—	3 729,604	4,444
17...18	4	2 408,77	—	144	168,75	325	2,219	5,748	—	—	16,25	—	3 465,237	4,129
18...19	4,2	2 529,21	318,66	144	168,75	325	4,438	5,748	—	—	16,25	—	3 906,556	4,655
19...20	4,4	2 649,64	318,66	144	168,75	325	4,438	5,748	—	—	24,375	—	4 035,111	4,809
20...21	4,5	2 709,86	318,66	144	168,75	325	6,656	5,748	—	—	8,125	—	4 081,309	4,864
21...22	4,8	2 890,52	—	144	168,75	325	2,219	5,748	—	—	16,25	27,338	3 974,325	4,736
22...23	4,5	2 709,86	—	144	168,75	325	4,438	5,748	11,443	—	16,25	27,338	3 807,327	4,537
23...24	3,9	2 348,55	—	—	—	325	4,438	5,748	11,443	—	24,375	46,575	2 766,129	3,296
Итого:	100	60 219,18	1 911,97	2 304	2 700	7 800	133,506	185,402	245,643	7 890	300	225,38	83 915,08	100,000

Час наибольшего потребления воды: 9...10 ч (5,706 %).

Строим график водопотребления (рис. 2).

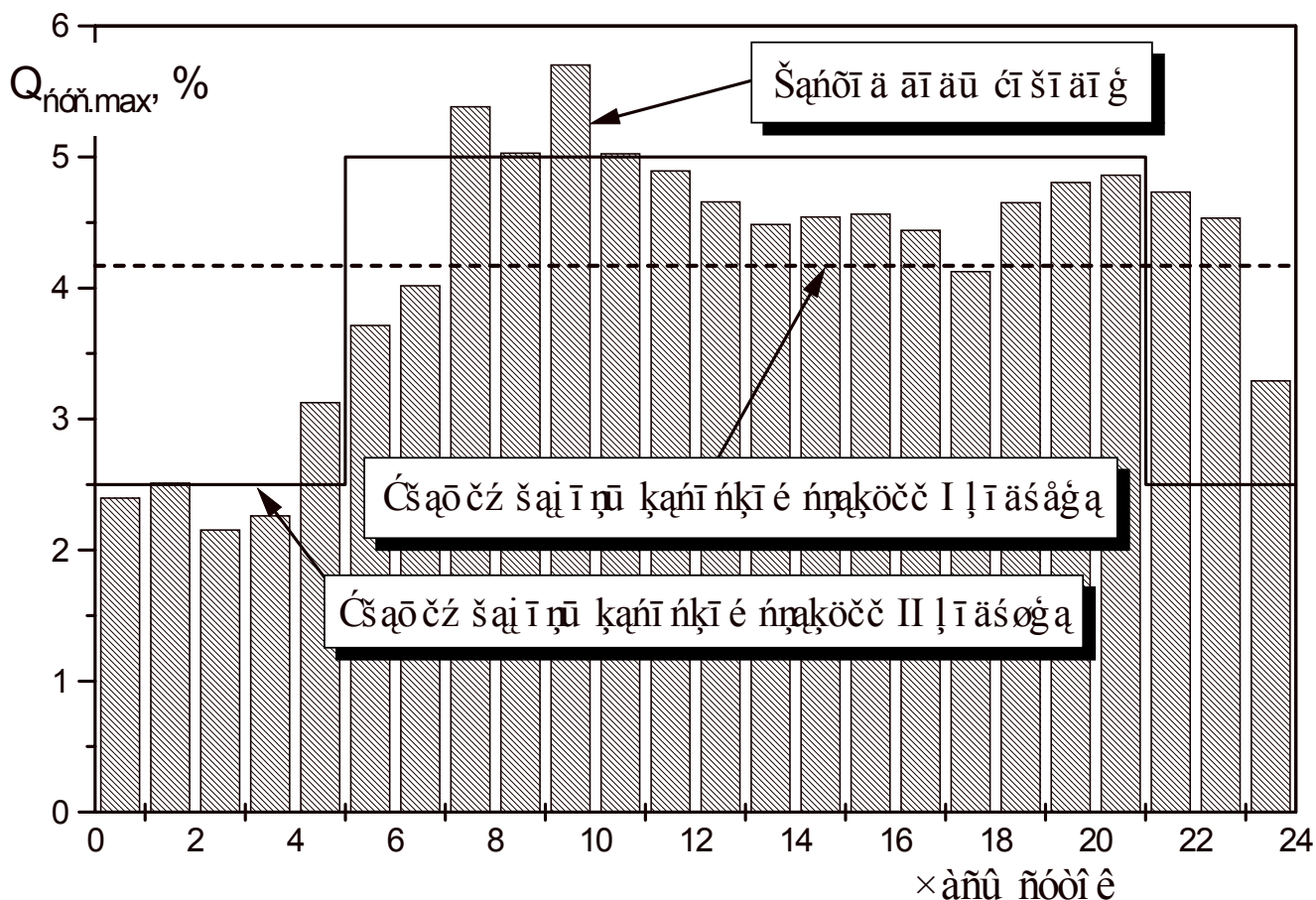


Рис. 2. График водопотребления

5.2.8. Режим работы насосной станции II подъема

Режим работы насосной станции II подъема обычно принимается ступенчатым за счет изменения количества работающих насосов. График работы насосной станции должен по возможности приближаться к графику водопотребления: в этом случае объем бака водонапорной башни будет наименьшим. Однако по условиям эксплуатации насосных станций число ступеней должно быть не больше трех. Обычно число ступеней насосных агрегатов принимается равным 2 для города с расходом воды 50...60 тыс. м³ в сутки. При этом регулирующая емкость бака водонапорной башни должна быть от 2,5 до 6 % от суточного расхода города. В нашем примере принято две ступени работы насосной станции II подъема: в периоды с 0 до 5 часов и с 21 до 24 часов часовая производительность насосов будет составлять 2,5 %, а в период с 5 до 21 часов – 5,0 % от общего расхода воды (см. рис. 2 и табл. 12). Общая подача воды насосами в сеть:

$$2,5 \% \cdot 8 + 5,0 \% \cdot 16 = 100 \%$$

5.2.9. Определение ёмкости бака водонапорной башни

Объем бака водонапорной башни находят по формуле

$$V_{\text{б}} = V_{\text{р}} + V_{\text{п}},$$

где $V_{\text{р}}$ – регулирующая емкость, м³; $V_{\text{п}}$ – противопожарный запас воды, м³.

Регулирующая емкость бака водонапорной башни (в процентах от суточного расхода) определяют путем совмещения графиков водопотребления и работы насосной станции (табл. 12, рис. 2). Из табл. 12 видно, что максимальный остаток воды в баке (или регулирующая емкость) составляет 5,069 % от суточного расхода воды, тогда регулирующая емкость бака

$$V_{\text{р}} = \frac{5,069 \cdot 83\,915,08}{100} = 4\,253,66 \text{ м}^3.$$

Таблица 12

Определение регулирующей емкости бака водонапорной башни
(в % от суточного расхода)

Часы суток	Расход воды городом	Подача воды насосами	Поступление воды в бак и расход воды из бака	Остаток воды в баке
1	2	3	4	5
0...1	2,401	2,500	0,099	0,099
1...2	2,514	2,500	-0,014	0,085
2...3	2,158	2,500	0,342	0,427
3...4	2,265	2,500	0,235	0,662
4...5	3,130	2,500	-0,630	0,032
5...6	3,719	5,000	1,281	1,313
6...7	4,022	5,000	0,978	2,291
7...8	5,387	5,000	-0,387	1,904
8...9	5,034	5,000	-0,034	1,870
9...10	5,706	5,000	-0,706	1,164
10...11	5,029	5,000	-0,029	1,135
11...12	4,898	5,000	0,102	1,237
12...13	4,662	5,000	0,338	1,575
13...14	4,490	5,000	0,510	2,085
14...15	4,547	5,000	0,453	2,538
15...16	4,568	5,000	0,432	2,970
16...17	4,444	5,000	0,556	3,526
17...18	4,129	5,000	0,871	4,397
18...19	4,655	5,000	0,345	4,742
19...20	4,809	5,000	0,191	4,933
20...21	4,864	5,000	0,136	5,069
21...22	4,736	2,500	-2,236	2,833
22...23	4,537	2,500	-2,037	0,796
23...24	3,296	2,500	-0,796	0,000
Итого:	100,000	100,000	0,000	–

В баке водонапорной башни предусматривается также хранение противопожарного запаса воды на тушение одного наружного и одного внутреннего пожара в течение 10 мин. [13, п. 9.5]

$$V_{\text{пож}} = \frac{(Q_{\text{пож.нар.}} + Q_{\text{пож.вн.}}) \cdot t}{1000} = \frac{(100 + 5) \cdot 10 \cdot 60}{1000} = 63 \text{ м}^3,$$

где 60 – перевод мин в с;

10 – время тушения пожара, мин.;

1000 – перевод литров в м³.

Общий объем бака водонапорной башни

$$V_6 = 4\,253,66 + 63 = 4\,316,66 \text{ м}^3.$$

Принимаем водонапорную башню с баком ёмкостью 4 500 м³. Поскольку в российской практике таких типовых башен нет, придется строить её по индивидуальному проекту.

5.2.10. Определение ёмкости резервуаров насосной станции II подъема

Общий объем резервуаров у насосной станции II подъема определяется по формуле

$$W_{\text{рез}} = W_{\text{рег}} + W_{\text{н.з}} + W_{\text{ст}},$$

где $W_{\text{рег}}$ – регулирующая емкость, м³; $W_{\text{н.з}}$ – неприкосновенный противопожарный запас воды на тушение всех расчетных пожаров, м³; $W_{\text{ст}}$ – запас воды на промывку фильтров и другие собственные нужды очистной станции, м³.

Регулирующая емкость резервуаров $W_{\text{рег}}$ определяется (в процентах от суточного расхода воды) путем совмещения графиков работы насосной станции I подъема и насосной станции II подъема. В данном примере $W_{\text{рег}}$ – это площадь графика (рис. 2) между линиями поступления воды со стороны очистных сооружений в количестве около 4,17 % от суточного расхода и откачки ее из резервуара насосной станцией II подъема (5,0 % от суточного расхода) в течение 16 часов (от 5 до 21 часов). Переводя эту площадь из процентов в м³, получаем

$$W_{\text{рег}} = \frac{(5,0 - 4,17) \cdot 16 \cdot 83\,915,08}{100} = 11\,143,923 \text{ м}^3.$$

Неприкосновенный противопожарный запас воды (м³) определяем по формуле

$$W_{\text{н.з}} = 3 \cdot (Q_{\text{пож}} - Q_{\text{ср.ч}}) + \sum_1^3 q_{\text{ч.макс}},$$

где $Q_{\text{пож}}$ – часовой расход на тушение пожаров,

$$Q_{\text{пож}} = 3,6 \cdot 105 = 378 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$Q_{\text{ср.ч}}$ – часовой расход воды, поступающей в резервуары со стороны очистных сооружений,

$$Q_{\text{ср.ч}} = Q_{\text{сут. макс}} / 24 = 83\,915,08 / 24 = 3\,496,462 \text{ м}^3/\text{ч};$$

$q_{\text{ч.макс}}$ – суммарный расход воды за 3 часа наибольшего водопотребления. В данном примере это суммарный расход воды городом с 7 до 10 часов (табл. 11),

$$\sum q_{\text{ч.макс}} = 13\,533,331 \text{ м}^3.$$

$$W_{\text{н.з}} = 3 \cdot (378 - 3\,496,462) + 13\,533,331 = 4\,177,946 \text{ м}^3.$$

Объем воды на собственные нужды очистной станции $W_{ст}$ рассчитывается на две промывки одного фильтра или на три промывки при одновременной промывке двух фильтров. Величину $W_{ст}$ определяют после расчета водоочистной станции с учетом типа и площади фильтров, а также интенсивности их промывки. Ориентировочно ее можно принимать равной $W_{ст} = (0,01 \dots 0,015) Q_{сут. макс.}$. Для данных условий принимаем объем воды на нужды станции равным 1,5 % от $Q_{сут. макс}$

$$W_{ст} = 0,015 Q_{сут. макс} = 0,015 \cdot 83\,915,08 = 1\,258,726 \text{ м}^3.$$

Общий объем резервуаров составит

$$W_{рез} = 11\,143,923 + 4\,177,946 + 1\,258,726 = 16\,580,595 \text{ м}^3.$$

Согласно имеющимся типовым проектам (см. прил. 1), принимаем два резервуара марки РЕ-100М-90 ёмкостью 9 000 м³ каждый по типовому проекту 901-4-62,83

5.3. РАСЧЕТ СЕТЕЙ ВОДООТВЕДЕНИЯ ГОРОДА

5.3.1. Выбор системы и схемы водоотведения

В соответствии с заданием проведен расчет хозяйственно-бытовой сети водоотведения, объединенной с производственной (без учета дождевой сети).

В соответствии с рельефом местности на генплане намечена трассировка сети водоотведения (рис. 1), позволяющая охватить наибольшую часть города самоотечной канализацией с расположением главной канализационной насосной станции в пониженной части города. Кварталы, которые не удастся канализовать по пониженной стороне квартала, биссектрисами углов разбиты на части, тяготеющие к определенным участкам сети, и пронумерованы буквами русского алфавита. С учетом масштаба генплана вычислены площади всех частей кварталов и занесены в таблицу 13 для определения средних расходов.

5.3.2. Вычисление модуля стока и средних расходов с площадей стока.

Норма водоотведения принимается равной норме водопотребления ($q_{н} = 300$ л/сут. на человека).

В норму водоотведения включены расходы сточных вод от хозяйственно-бытовых нужд населения, расходуемые дома и вне дома: в банях, прачечных, школах, больницах, культурных и административных учреждениях.

Расчетные среднесуточные расходы сточных вод от бань и прачечных определяем по формулам:

для бань вместимостью 300 чел.: $q_p^{б1} = \frac{Q_{б1} \cdot 1\,000}{3\,600 \cdot T_б} = \frac{864 \cdot 1\,000}{3\,600 \cdot 16} = 15,00 \frac{\text{л}}{\text{с}};$

для бань вместимостью 200 чел.: $q_p^{б2} = \frac{Q_{б2} \cdot 1\,000}{3\,600 \cdot T_б} = \frac{576 \cdot 1\,000}{3\,600 \cdot 16} = 10,00 \frac{\text{л}}{\text{с}};$

для прачечных производительностью 5 000 кг белья в смену:

$$q_p^{пр1} = \frac{Q_{пр1} \cdot 1\,000}{3\,600 \cdot T_{пр}} = \frac{750 \cdot 1\,000}{3\,600 \cdot 16} = 13,02 \frac{\text{л}}{\text{с}};$$

для прачечной производительностью 3 000 кг белья в смену:

$$q_p^{пр2} = \frac{Q_{пр2} \cdot 1000}{3600 \cdot T_{пр}} = \frac{450 \cdot 1000}{3600 \cdot 16} = 7,81 \frac{\text{л}}{\text{с}}$$

Для облегчения расчетов в первом приближении считаем поступление сточных вод по длине расчетных участков пропорционально площади тяготеющих к ним участков кварталов жилой застройки.

Значение модуля стока по формуле (27) для первого и второго районов:

$$m_c^1 = \frac{q_n^1 \cdot P_1}{86400} = \frac{300 \cdot 120}{86400} = 0,417 \frac{\text{л}}{\text{с} \cdot \text{га}},$$

$$m_c^2 = \frac{300 \cdot 200}{86400} = 0,694 \frac{\text{л}}{\text{с} \cdot \text{га}}.$$

Результаты заносим в таблицу 13.

Таблица 13

Средние расходы с площадей стока

Номер микрорайона	Индекс площади стока	Площадь стока S, га	Средний расход с площади стока $q_{ср}$, л/с
Модуль стока для первого района – 0,417 л/с-га			
1	–	44,08	18,38
2	–	44,08	18,38
3	а	18,27	7,62
	б	6,93	2,89
4	а	18,61	7,76
	б	26,23	10,94
5	а	17,28	7,21
	б	33,36	13,91
	в	4,08	1,70
6	а	9,12	3,80
	б	14,16	5,90
	в	8,40	3,50
	г	9,12	3,80
	д	4,80	2,00
	е	9,12	3,80
7	а	7,22	3,01
	б	21,26	8,86
	в	12,16	5,07
	г	5,44	2,27
8	а	24,40	10,17
	б	24,40	10,17
11	а	26,60	11,09
	б	26,60	11,09
12	а	28,00	11,68
	б	21,87	9,12
	в	11,97	4,99

Номер микрорайона	Индекс площади стока	Площадь стока S, га	Средний расход с площади стока $q_{ср}$, л/с
14	а	28,12	11,73
	б	28,12	11,73
15	а	52,70	21,97
	б	1,08	0,45
	в	9,94	4,14
	г	6,84	2,85
Итого по району:		604,36	–
Модуль стока для второго района – 0,694 л/с-га			
9	а	21,08	14,63
	б	21,08	14,63
10	–	41,48	28,79
13	а	22,44	15,57
	б	22,44	15,57
16	а	20,74	14,39
	б	20,74	14,39
17	а	24,42	16,95
	б	13,14	9,12
18	а	22,94	15,92
	б	22,94	15,92
19	а	8,88	6,16
	б	15,93	11,06
	в	24,79	17,2
20	–	45,88	31,84
21	–	18,6	12,91
22	а	15,5	10,76
	б	20,48	14,21
	в	5,58	3,87
23	–	24,8	17,21
Итого по району:		433,88	–

5.3.3. Определение расходов сточных вод от промышленных предприятий

Расход сточных вод от промышленных предприятий определяется как сумма производственных, душевых и хозяйственно-бытовых расходов в максимальную смену.

А) Максимальный секундный расход **производственных сточных вод** определяется по формуле (28).

Машиностроительный завод:

$$q_{пр}^{мз} = \frac{Q_{\text{макс. см}} \cdot K \cdot 1000}{3600 \cdot T} = \frac{2600 \cdot 1,0 \cdot 1000}{3600 \cdot 8} = 90,28 \text{ л/с},$$

где $Q_{\text{макс. см}}$ – расход производственных сточных вод в наибольшую смену. При коэффициенте часовой неравномерности $K = 1$ расход сточных вод предприятия в течение суток равномерен

$$Q_{\text{макс. см}} = Q_{\text{техн}} / n = 7\,800 / 3 = 2\,600 \text{ м}^3/\text{см}.$$

Радиозавод. Из п. 5.2.7 следует, что при $K_{\text{ч}} = 1,2$ и двухсменном режиме работы предприятия в первую смену расходуется 60 % воды от суточного расхода, т.е. $Q_{\text{макс. см}} = Q_{\text{техн}} \cdot 0,6 = 4\,734 \text{ м}^3/\text{см}$.

$$q_{\text{пр}}^{\text{рз}} = \frac{Q_{\text{макс. см}} \cdot K \cdot 1\,000}{3\,600 \cdot T} = \frac{4\,734 \cdot 1,2 \cdot 1\,000}{3\,600 \cdot 8} = 197,25 \text{ л/с}.$$

Б) Максимальный расход **бытовых сточных вод** определяется по формуле (29).

Машиностроительный завод: по условию число работающих в «холодных» и «горячих» цехах в максимальную смену: $N_{\text{х}} = 2\,500$ чел., $N_{\text{г}} = 2\,000$ чел., тогда

$$q_{\text{б}}^{\text{мз}} = \frac{q_{\text{х}} \cdot K_{\text{ч}}^{\text{х}} \cdot N_{\text{х}} + q_{\text{г}} \cdot K_{\text{ч}}^{\text{г}} \cdot N_{\text{г}}}{3\,600 \cdot T} = \frac{25 \cdot 3 \cdot 2\,500 + 45 \cdot 2,5 \cdot 2\,000}{3\,600 \cdot 8} = 14,32 \text{ л/с}.$$

Для радиозавода: $N_{\text{х}} = 6\,800$ чел.:

$$q_{\text{б}}^{\text{рз}} = \frac{q_{\text{х}} \cdot K_{\text{ч}}^{\text{х}} \cdot N_{\text{х}}}{3\,600 \cdot T} = \frac{25 \cdot 3 \cdot 6\,800}{3\,600 \cdot 8} = 17,71 \text{ л/с}.$$

В) Расход **душевых сточных вод** от предприятия определяется по формуле (30). Число душевых сеток было рассчитано ранее в п. 5.2.4: $n_{\text{д.с}} = 429$ шт. на машиностроительном заводе и $n_{\text{д.с}} = 331$ шт. на радиозаводе (табл. 10).

Машиностроительный завод:

$$q_{\text{душ}}^{\text{мз}} = \frac{q_{\text{д.с}} \cdot n_{\text{д.с}}}{3\,600} = \frac{500 \cdot 429}{3\,600} = 59,58 \text{ л/с}.$$

Радиозавод:

$$q_{\text{душ}}^{\text{рз}} = \frac{q_{\text{д.с}} \cdot n_{\text{д.с}}}{3\,600} = \frac{500 \cdot 331}{3\,600} = 45,97 \text{ л/с}.$$

Г) Общий максимальный расход сточных вод всех категорий от промышленных предприятий составит:

от машиностроительного завода:

$$q_{\text{макс расч}} = q_{\text{пр}} + q_{\text{б}} + q_{\text{душ}} = 90,28 + 14,32 + 59,58 = 164,18 \text{ л/с};$$

от радиозавода:

$$q_{\text{макс расч}} = 197,25 + 17,71 + 45,97 = 260,93 \text{ л/с}.$$

5.3.4. Определение расходов сточных вод на участках сети

Расчетный расход сточных вод на участках мы уже определили ранее как произведение среднего расхода или модуля стока на величину площади (табл. 13).

Расчетный расход от обслуживаемых зданий (т.е. бань и прачечных) принимается как сосредоточенный и поступает в начало расчетного участка, отводящего сток от квартала, в котором расположено это здание.

Расчетный расход от промышленных предприятий также является сосредоточенным.

Расходы сточных вод на отдельных расчетных участках сети водоотведения вычислены по формуле (31).

Результаты расчетов оформляются в виде таблицы 14 .

Таблица 14

Расходы сточных вод на расчетных участках сети водоотведения

Номер расчетного участка	Индекс площади стока		Средние расходы с жилой застройкой, л/с			$K_{gen. max}$	Расчетные расходы, л/с				
	путевой	транзитный	путевые	транзитные	общие		с микро-района	сосредоточенные расходы			суммарные расходы
								собственные	приточков	общие	
1-2	5б	—	13,91	—	13,91	2,0218	28,12	—	—	—	28,12
3-4	6е	—	3,80	—	3,80	2,5	9,5	—	—	—	9,5
5-4	6а	—	3,80	—	3,80	2,5	9,5	—	—	—	9,5
4-2	5а	5-4, 3-4	7,21	3,80 3,80	14,81	2,0038	29,68	—	—	—	29,68
2-6	—	4-2, 1-2	—	14,81 13,91	28,72	1,8419	52,9	—	—	—	52,9
6-7	1	2-6	18,38	28,72	47,10	1,7193	80,98	—	—	—	80,98
7-8	2	6-7	18,38	47,10	65,48	1,669	109,29	—	—	—	109,29
8-9	3а	7-8	7,62	65,48	73,10	1,6538	120,89	—	—	—	120,89
10-11	8а	—	10,17	—	10,17	2,0966	21,32	—	—	—	21,32
12-13	7б	—	8,87	—	8,87	2,1904	19,43	—	—	—	19,43
14-15	6б	—	5,90	—	5,90	2,428	14,33	—	—	—	14,33
16-15	6в	—	3,50	—	3,50	2,5	8,75	13,02	—	13,02	21,77
15-13	7а	14-15, 16-15	3,01	5,90 3,50	12,41	2,0518	25,46	—	13,02	13,02	38,48
13-11	—	12-13, 15-13	—	8,87 12,41	21,28	1,8915	40,25	—	13,02	13,02	53,27
11-9	3б	10-11, 13-11	2,89	10,17 21,28	34,34	1,8044	61,96	—	13,02	13,02	74,98
9-17	4а	11-9, 8-9	7,76	34,34 73,10	115,2	1,5962	183,88	—	13,02	13,02	196,9
18-19	5в	—	1,70	—	1,70	2,5	4,25	—	—	—	4,25
20-19	6д	—	2,00	—	2,00	2,5	5	—	—	—	5
21-19	6г	—	3,80	—	3,80	2,5	9,5	—	—	—	9,5
19-22	11а, 12а	18-19, 20-19, 21-19	11,09 11,68	1,70 2,00 3,80	30,27	1,8315	55,44	15,00	—	15,00	70,44
23-22	11б	—	11,09	—	11,09	2,0782	23,05	—	—	—	23,05
22-24	15г	19-22, 23-22	2,85	30,27 11,09	44,21	1,7386	76,86	—	15,00	15,00	91,86
25-26	14а	—	11,73	—	11,73	2,07	24,23	—	—	—	24,23
26-24	14б	25-26	11,73	11,73	23,46	1,88	44,03	164,18	—	164,18	208,21

Номер расчетного участка	Индекс площади стока		Средние расходы с жилой застройкой, л/с			K _{ген. max}	Расчетные расходы, л/с				
	путевой	транзитный	путевые	транзитные	общие		с микро-района	сосредоточенные расходы			суммарные расходы
								собственные	приток	общие	
24-27	15в	22-24, 26-24	4,14	44,21 23,46	71,81	1,66	118,95	—	164,18 15,00	179,18	298,13
27-28	15б	24-27	0,45	71,81	72,26	1,66	119,63	—	179,18	179,18	298,81
28-29	—	27-28	—	72,26	72,26	1,66	119,63	—	179,18	179,18	298,81
32-33	12б	—	9,12	—	9,12	2,17	19,79	13,02	—	—	19,79
34-33	12в	—	4,99	—	4,99	2,5	12,48	—	—	—	12,48
33-30	16а	32-33, 34-33	14,39	9,12 4,99	28,5	1,897	52,53	—	13,02	13,02	65,55
31-30	16б	—	14,39	—	14,39	2,32	28,96	—	—	—	28,96
30-29	15а	31-30, 33-30	21,98	14,39 28,5	64,87	1,702	108,35	—	13,02	13,02	121,37
29-35	—	28-29, 30-29	—	72,26 64,87	137,13	1,59	218,13	—	179,18 13,02	192,20	410,33
36-37	23	—	17,21	—	17,21	2,21	33,66	—	—	—	33,66
37-38	—	36-37	—	17,21	17,21	2,21	33,66	—	—	—	33,66
38-35	17б	37-38	9,12	17,21	26,33	2,035	48,92	—	—	—	48,92
35-40	17а	29-35, 38-35	16,95	137,13 26,33	180,41	1,59	285,03	260,93	192,20	453,14	738,17
39-40	18б	—	15,92	—	15,92	2,26	31,55	—	—	—	31,55
40-41	18а	39-40, 35-40	15,92	15,92 180,41	212,25	1,585	333,64	7,81	453,14	460,95	794,59
41-42	19а	40-41	6,16	212,25	218,41	1,584	342,99	—	460,95	460,95	803,94
42-43	19б	41-42	11,06	218,41	229,47	1,583	359,72	—	460,95	460,95	820,67
44-43	19в	—	17,2	—	17,2	2,21	33,64	10,00	—	10,00	43,64
43-45	—	44-43, 42-43	—	17,2 229,47	246,67	1,58	385,62	—	460,95 10,00	470,95	856,57
46-47	22в	—	3,87	—	3,87	2,5	9,68	—	—	—	9,68
47-48	22б	46-47	14,21	3,87	18,08	2,17	35,05	—	—	—	35,05
49-48	22а	—	10,76	—	10,76	2,47	22,43	—	—	—	22,43
48-50	21	49-48, 47-48	12,91	10,76 18,08	41,75	1,89	73,27	—	—	—	73,27
50-45	20	48-50	31,84	41,75	73,59	1,79	121,63	—	—	—	121,63
45-58	—	50-45, 43-45	—	73,59 246,67	320,26	1,5449	494,77	—	470,95	470,95	965,72

Номер расчетного участка	Индекс площади стока		Средние расходы с жилой застройки, л/с			K _{ген. max}	Расчетные расходы, л/с				
	путевой	транзитный	путевые	транзитные	общие		с микро-района	сосредоточенные расходы			суммарные расходы
								собственные	приток	общие	
51–52	13б	—	15,57	—	15,57	1,9886	30,96	—	—	—	30,96
53–54	7Г	—	2,27	—	2,27	2,5	5,68	—	—	—	5,68
55–54	7В	—	5,07	—	5,07	2,4944	12,65	—	—	—	12,65
54–52	13а	55–54, 53–54	15,57	5,07 2,27	22,91	1,8806	43,08	13,02	—	13,02	56,1
52–58	9б	54–52, 51–52	14,63	22,91 15,57	53,11	1,6938	89,96	—	13,02	13,02	102,98
56–57	8б	—	10,17	—	10,17	2,0966	21,32	15,00	—	15,00	36,32
57–58	9а	56–57	14,63	10,17	24,8	1,868	46,33	—	15,00	15,00	61,33
58–59	—	57–58, 52–58, 45–58	—	24,8 53,11 320,26	398,17	1,5255	607,41	—	470,95 15,00 13,02	498,97	1 106,38
59–60	10	58–59	28,79	398,17	426,96	1,5183	648,25	—	498,97	498,97	1 147,22
60–17	4б	59–60	10,94	426,96	437,9	1,5155	663,64	—	498,97	498,97	1 162,61
17–ОС	—	9–17, 60–17	—	115,2 437,9	553,1	1,4947	826,72	—	498,97 13,02	511,99	1 338,71

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Абрамов, Н.Н. Водоснабжение: учебник для вузов / Н.Н. Абрамов. – М.: Стройиздат, 1982. – 440 с.
2. Сомов, М.А. Водопроводные системы и сооружения: учебник для вузов / М.А. Сомов. – М.: Стройиздат, 1988. – 336 с.
3. Николадзе, Г.И. Водоснабжение: учебник для вузов / Г.И. Николадзе, М.А. Сомов. – М.: Стройиздат, 1995. – 688 с.
4. Журба, М.Г. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений: учебное пособие: в 3 т. / М.Г. Журба. – М.: Издательство СВ, 2004. – Т. 1. – 744 с.
5. Водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий: справочник проектировщика / под ред. И.А. Назарова. – М.: Стройиздат, 1976. – 248 с.
6. Белан, А.Е. Проектирование и расчет устройств водоснабжения / А.Е. Белан. – Киев: Будівельник, 1981. – 312 с.
7. Зацепин, В.Н. Курсовое и дипломное проектирование водопроводных и канализационных сетей и сооружений / В.Н. Зацепин. – Л.: Стройиздат, 1973. – 215 с.
8. Тугай, А.М. Водоснабжение. Курсовое проектирование: учебное пособие для вузов / А.М. Тугай. – Киев: Вища школа, 1980. – 208 с.
9. Абрамов, Н.Н. Расчет водопроводных сетей: учебное пособие для вузов / Н.Н. Абрамов. – М.: Стройиздат, 1983. – 278 с.
10. Рекомендации по инженерному оборудованию сельских населенных пунктов. 4.2. Водоснабжение. – М.: Стройиздат, 1984. – 80 с.
11. Водоснабжение и водоотведение. Наружные сети и сооружения: справочник / под ред. Б.Н. Репина. – М.: Высшая школа, 1995. – 432 с.
12. СНиП 2.07.01-89*. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 56 с.
13. СНиП 2.04.02-84*. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. – М.: Госстрой СССР, 1985. – 134 с.
14. СНиП 2.04.01-85*. Внутренний водопровод и канализация зданий. – М.: Госстрой СССР, 1986. – 56 с.
15. Шевелёв, Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб: справочное пособие / Ф.А. Шевелёв, А.Ф. Шевелёв. – М.: Стройиздат, 1984. – 116 с.
16. Монтаж систем внешнего водоснабжения и канализации: справочник строителя / под ред. А.К. Перешивкина. – М.: Стройиздат, 1988. – 653 с.
17. Оборудование водопроводно-канализационных сооружений: справочник монтажника. – М.: Стройиздат, 1979. – 430 с.
18. Яковлев, С.В. Канализация: учебник для вузов / С.В. Яковлев. – М.: Стройиздат, 1975. – 632 с.
19. Калицун, В.И. Водоотводящие системы и сооружения: учебник для вузов / В.И. Калицун. – М.: Стройиздат, 1987. – 336 с.

20. Канализация населенных мест и промышленных предприятий: справочник проектировщика / под ред. В.Н. Самохина. – М.: Стройиздат, 1981. – 639 с.

21. Лукиных, А.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формулам академика Н.Н. Павловского / А.А. Лукиных, Н.А. Лукиных. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1987. – 152 с.

22. СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения. – М.: Госстрой СССР, 1985. – 137 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

**МАРКИ И ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ
ПРЯМОУГОЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ [11]**

Номер типового проекта	Марка резервуара	Размеры резервуара, м			Вместимость, м ³
		Ширина	Высота	Длина	
901-4-57,83	PE-100M-0,5	6	3,6	3	50
901-4-58,83	PE-100M-1	6	3,6	6	100
	PE-100M-1,5	6	3,6	9	150
	PE-100M-2	6	3,6	12	200
	PE-100M-2,5	6	3,6	15	250
901-4-59,83	PE-100M-5	12	3,6	12	500
	PE-100M-7	12	3,6	18	700
	PE-100M-10	12	3,6	24	1000
	PE-100M-12	12	3,6	30	1200
901-4-60,83	PE-100M-14	18	4,8	18	1400
	PE-100M-19	18	4,8	24	1900
	PE-100M-24	18	4,8	30	2400
901-4-61,83	PE-100M-29	24	4,8	24	2900
	PE-100M-32	24	4,8	30	3200
	PE-100M-39	24	4,8	36	3900
901-4-62,83	PE-100M-50	36	4,8	30	5000
	PE-100M-60	36	4,8	36	6000
	PE-100M-70	36	4,8	42	7000
	PE-100M-80	36	4,8	48	8000
	PE-100M-90	36	4,8	54	9000
	PE-100M-100	36	4,8	60	10000
901-4-63,83	PE-100M-110	36	4,8	66	11000
	PE-100M-120	54	4,8	48	12000
	PE-100M-130	54	4,8	54	13000
	PE-100M-150	54	4,8	60	15000
	PE-100M-160	54	4,8	66	16000
	PE-100M-180	54	4,8	72	18000
	PE-100M-200	54	4,8	78	20000

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

**ОБЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ НЕРАВНОМЕРНОСТИ
ПРИТОКА СТОЧНЫХ ВОД [13]**

Общий коэффициент неравномерности притока сточных вод Максимальный	Средний расход сточных вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1 000	5 000 и более
$K_{gen. max}$	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ЗАДАНИЕ К РАЗРАБОТКЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	3
2. ОБЪЕМ И СОДЕРЖАНИЕ ПРОЕКТА	4
3. ОФОРМЛЕНИЕ РАБОТЫ	5
4. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ РАЗДЕЛОВ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	
4.1. ВОДОСНАБЖЕНИЕ	
4.1.1. Общие сведения о системе водоснабжения	6
4.1.2. Трассировка водоводов и магистральных линий	7
4.1.3. Определение расчетных расходов воды и составление таблицы водопотребления	8
4.1.4. Определение производительности, напора насосов станции II подъема и ёмкости резервуара водонапорной башни	14
4.1.5. Подготовка водопроводной сети к расчету	15
4.1.6. Определение диаметров труб на участках водопроводной сети	16
4.1.7. Расчет кольцевой сети методом В.Г. Лобачева – Х. Кросса	17
4.1.8. Расчет кольцевой сети методом М.М. Андрияшева	18
4.1.9. Расчет кольцевой сети с помощью ЭВМ	18
4.1.10. Графики пьезометрических линий и линии равных напоров	19
4.1.11. Детализировка сети	19
4.2. БЫТОВАЯ СЕТЬ ВОДООТВЕДЕНИЯ	20
4.2.1. Трассировка сети водоотведения	20
4.2.2. Определение расчетных расходов	21
4.2.3. Гидравлический расчет и проектирование сети	23
4.2.4. Сооружения на сети	24
5. ПРИМЕР РАСЧЁТА «ВОДОСНАБЖЕНИЕ И ВОДООТВЕДЕНИЕ ГОРОДА»	
5.1. ЗАДАНИЕ НА РАЗРАБОТКУ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	26
5.2. ВОДОСНАБЖЕНИЕ	
5.2.1. Определение расходов на хозяйственно-питьевые нужды населения	28
5.2.2. Определение расхода воды на нужды бань и прачечных	29
5.2.3. Определение расхода на поливку улиц и зеленых насаждений	30
5.2.4. Определение расходов воды на промышленных предприятиях	30
5.2.5. Определение расхода воды на пожаротушение	31
5.2.6. Общий расчетный расход воды в городе в сутки наибольшего водопотребления	32
5.2.7. Определение суммарных расходов	32
5.2.8. Режим работы насосной станции II подъема	34
5.2.9. Определение ёмкости бака водонапорной башни	35
5.2.10. Определение ёмкости резервуаров насосной станции II подъема	36
5.3. РАСЧЕТ СЕТЕЙ ВОДООТВЕДЕНИЯ ГОРОДА	

5.3.1. Выбор системы и схемы водоотведения.....	37
5.3.2. Вычисление модуля стока и средних расходов с площадей стока	37
5.3.3. Определение расходов сточных вод от промышленных предприятий.....	39
5.3.4. Определение расходов сточных вод на участках сети.....	40
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	44
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. МАРКИ И ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ.....	46
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. ОБЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ НЕРАВНОМЕРНОСТИ ПРИТОКА СТОЧНЫХ ВОД.....	46